

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

31. JAHRGANG

JUNI 1956

HEFT 6

ZUR TAGUNG DER
DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU
VOM 6.—9. JUNI 1956 IN KÖLN

FRANKIPFÄHLE

gründen
standsicher
und
wirtschaftlich

$H_y = 56,0 \text{ t}$

$M_y = +140 \text{ tm}$

$V = 639 \text{ t}$

$M_D = +14 \text{ tm}$

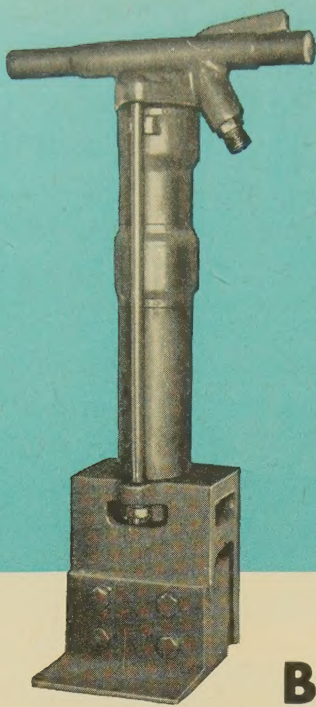
$H_x = 7,0 \text{ t}$

$M_x = -294 \text{ tm}$

FRANKIPFAHL
BAUGESELLSCHAFT M.B.H.
DUSSELDORF
ZWEIGSTELLEN: HAMBURG · MÜNCHEN

DEMAG

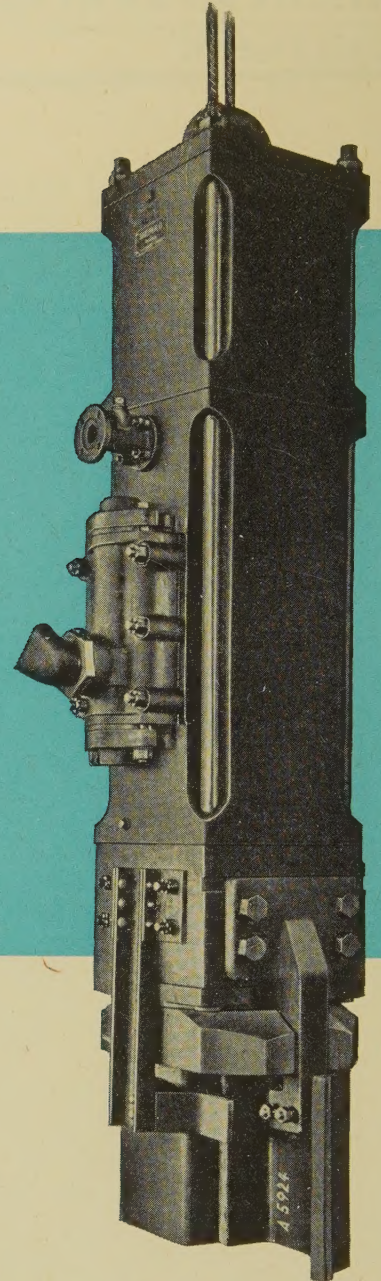
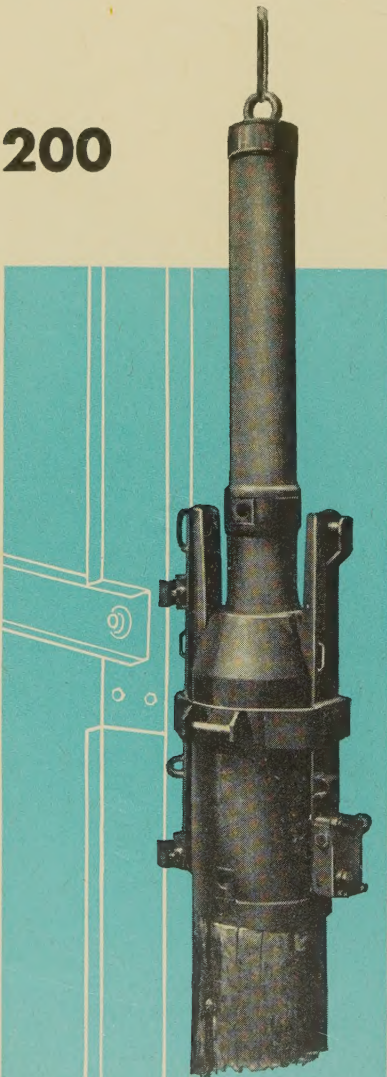
RAMMGERÄTE



B 50

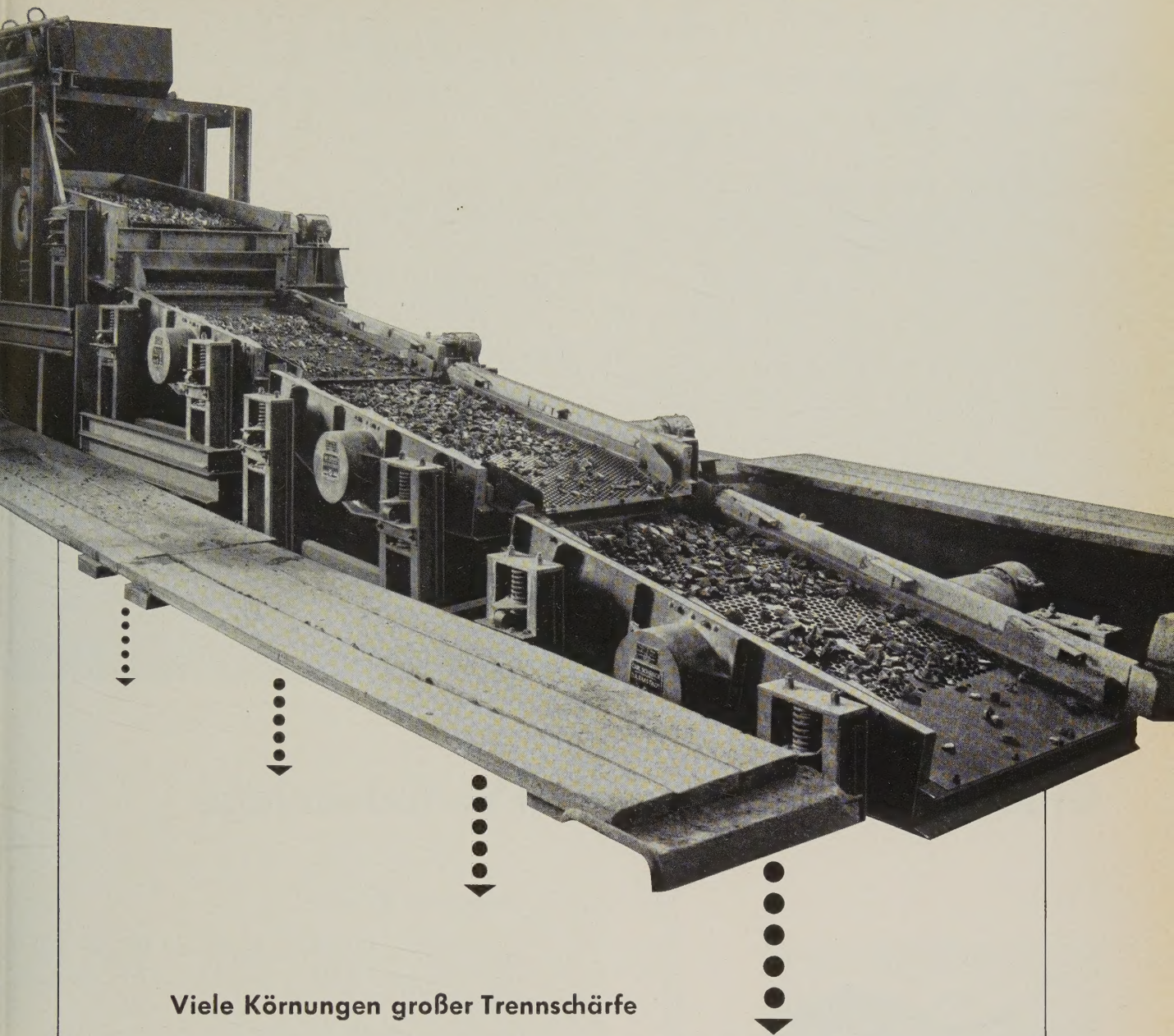
**FÜR LEICHTE, MITTLERE UND
SCHWERE RAMMARBEITEN.**

F R 200



VR 15÷28

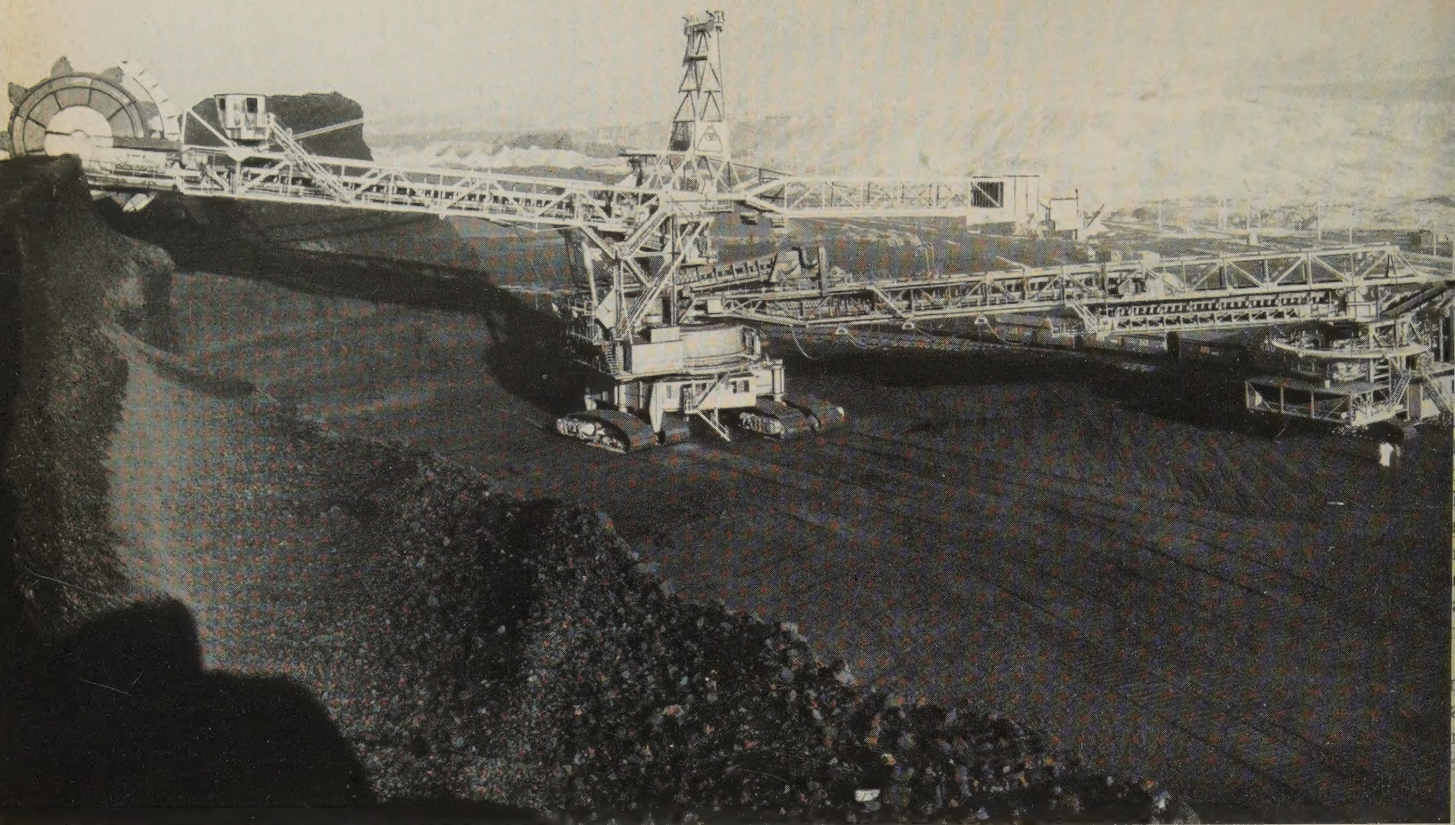
DEMAG AKTIENGESellschaft DUISBURG



Viele Körnungen großer Trennschärfe

auf gedrängter und doch unterteilter Siebstrecke ...

... das ist mit Schenck-Wuchtsieben möglich. Betriebe, die ihre Aufbereitungsanlagen den gegebenen örtlichen Verhältnissen anpassen müssen, ist am besten mit kleinen, gleichartigen Einheiten gedient, die durch ihr leichtes Gewicht ohne schwere Hebezeuge sich aufbauen und nach Baukasten-System ergänzen lassen. Ein Einzelsieb kann auch am ehesten der jeweiligen Siebaufgabe nach Körnung, Wurfamplitude, Maschenweite, Neigung, Frequenz usw. angepaßt werden. Zu solch leistungsfähigen Sieben kann man nur über viele methodische schwingungstechnische Großversuche gelangen, denn Sieben ist ein vielfältig zusammengesetzter dynamischer Vorgang, der Stoffbewegung (Trennschärfe! Leistung!), Materialbeanspruchung (Lebensdauer!) und Antriebsfragen (geringer Energieverbrauch! Drehzahl!) einschließt. Lassen Sie sich durch Übersendung der reich bebilderten Schenck-Prospekte S 7025 und S 7009 unterrichten oder durch die Schenck-Siebspezialisten beraten.



Groß-Schaufelradbagger mit Verladeanlage

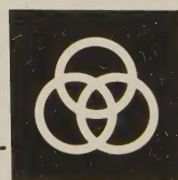
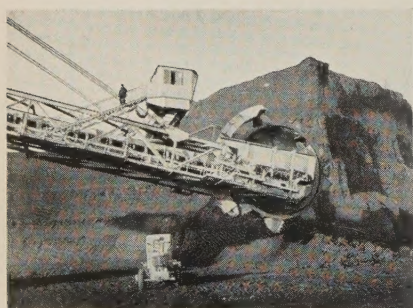
Besondere Merkmale:

Unabhängige Fahrbewegungen von Bagger und Verladeanlage durch ausziehbare Verbindungsbandbrücke

Kammerloses Schaufelrad für hohe Schnittgeschwindigkeit und Förderleistung

Einstellbare Schaufelradrinne verhindert Materialverluste

Verladeanlage auf Raupen für Zweigleis-Beladung mit großem Verstellbereich für die Beladebänder
Scheibenbrecher für Kohlezerkleinerung



FRIED. KRUPP

MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

Die Gründung des Kraftwerkes der Staustufe Jochenstein

Von Dr.-Ing. Rudolf Kuhn, München

1. Entwurfsgrundlagen

Die Gründungskonstruktion eines Bauwerkes hat in erster Linie die Aufgabe, die Last des Baukörpers und die an ihm angreifenden Kräfte so in den Untergrund zu leiten, daß dieser nicht überbeansprucht wird und sich nicht ungleichmäßig und vor allem nicht ungleichmäßig setzt; bei einer Stauanlage wird dieses Kräftespiel durch den großen einseitigen Wasserdruck und durch den Sohlwasserdruck maßgebend beeinflusst. Darüber hinaus muß eine derartige Gründung auch hydraulischen Gesichtspunkten Rechnung tragen; eine Unterläufigkeit des Bauwerkes bringt nicht nur Wasserverlust, also Verluste in der Energieerzeugung, sondern gefährdet auch durch Erosion die Tragfähigkeit des Baugrundes und bei einer Aggressivität des Wassers den Bauwerksbeton.

Diese beiden Gesichtspunkte zusammen mit den örtlichen Gegebenheiten, nämlich der Geologie des Baugrundes und der Gestaltung des Bauwerkes, bestimmten auch den Entwurf für die Gründung des Donaukraftwerkes Jochenstein, über die im folgenden berichtet wird¹.

a) Geologie des Baugrundes

Die Donau durchbricht zwischen Passau und Aschach einen südlichen Ausläufer der Böhmisches Masse, die sich hier vorwiegend aus kristallinen Schiefen zusammensetzt.

¹ Statik und Konstruktion lagen in den Händen der Donaukraftwerk Jochenstein AG.; der Verfasser war mit der Beratung in statischen Fragen beauftragt.

In Jochenstein, etwa der Mitte dieser Durchbruchstrecke, tritt im Bett der Donau ein Gneis zu Tage, der unter der Wirkung von tektonischen Gebirgsdrücken in unterschiedlichem Maße von Klüften und Zerrüttungszonen durchsetzt ist. Während im Bereich der Wehrbaugrube ein größerer Zerrüttungsstreifen mit stark verschieftem und zerdrücktem Gneis aufgeschlossen wurde, zeichnet sich der Fels im Bereich des Kraftwerkes durch Reichtum an Quarz und granitischer Durchtränkung aus. Der grobkluftige, feste Gneis wird hier von vereinzelt schmalen Zerrüttungszonen mit tongefüllten Hauptkluftflächen durchzogen, die zwar während des Baubetriebes die lotrechten Baugrubenwände ernstlich gefährdeten und besondere Vorichtsmaßnahmen erforderten, für die Standfestigkeit des Bauwerkes jedoch ohne Bedeutung waren.

Im ganzen gesehen war also der Baugrund im Bereich des Kraftwerkes sehr fest und erosionsbeständig. Das geologische Gutachten von Prof. Dr. Stini, Wien, erachtete im ungestörten und sorgsam behandelten Fels lotrechte Pressungen von 40–50 kg/cm² und waagrechte Beanspruchungen von 30–35 kg/cm² für zulässig.

Über die Wasserführung der Klüfte im Baugrund gab eine Horizontalbohrung quer zum Strom im Bereich des Wehres einen Anhalt. Danach mußte in dem gröber gebankten Gebirge, wie es auch unter dem Kraftwerk erhöht wurde, mit einer gewissen Unterläufigkeit gerechnet werden. Die Ergiebigkeit der Kluftwasserführung war aber doch so gering, daß das geologische Gutachten eine rasche

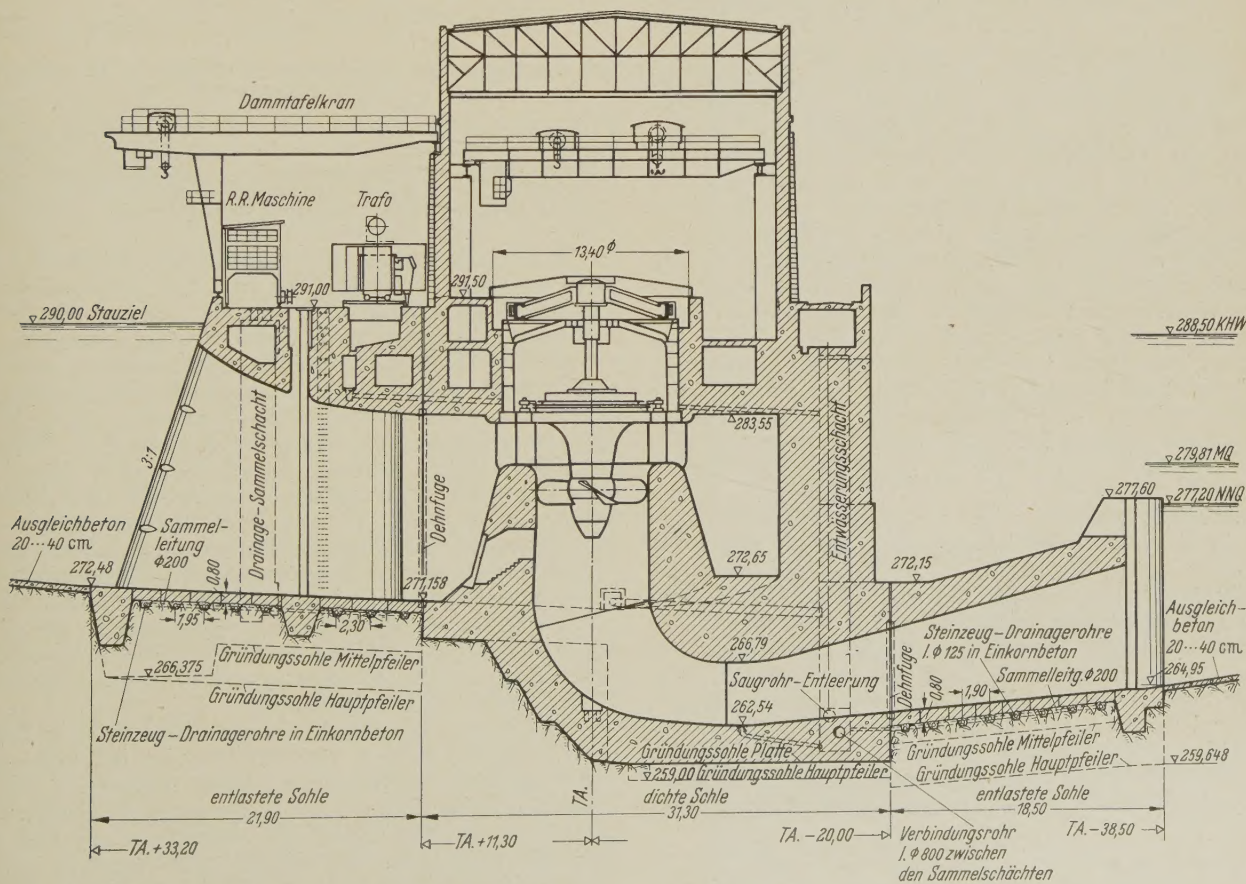


Abb. 1. Querschnitt des Kraftwerkes.

Selbstdichtung der Klüfte durch Schwebstoffe nach Stauerhöhung erwartete, eine Vermutung, die später durch die Erfahrung bestätigt wurde.

b) Statische Gliederung des Bauwerkes

Formgebung und Abmessungen des Kraftwerkes werden von dem Strömungsvorgang bei der Ausnützung der hydraulischen Energie bestimmt. Die Größe der Anlage Jochenstein mit einer Gesamtausdehnung von über 70 m in Stromrichtung und über 135 m quer zum Strom erforderte wegen der Temperatur- und Schwindverformungen des Betons eine Unterteilung des Tiefbaues (Abb. 1). Durchgehende Dehnungsfugen quer zum Strom gliedern ihn in den Einlauf, den Mittelblock und den Auslauf. Darüber hinaus teilen stromparallele Dehnungsfugen in diesen drei Teilen das Bauwerk in einzelne Turbinenblöcke auf.

Der Zweck der Fugen ist, der Rissebildung im Beton infolge einer negativen Dehnung aus Temperatur und Schwinden zuvorzukommen. Durch die Trennung entstehen Bauteile mit einem unabhängigen, in sich geschlossenen Kräftespiel. Zur Sicherstellung eines klaren Kräfteverlaufs ist es notwendig, auch bei einer positiven Dehnung des Betons aus Temperatur und Quellen sowie bei Verformungsbewegungen unter Last eine Berührung der Blöcke und damit die Möglichkeit einer Druckübertragung unbekannten Ausmaßes zu verhindern. Die Dehnungsfugen wurden durch Ankleben von 5–8 mm dicken Korkfilzmatten an die Schalungsfläche des zuerst betonierten Bauteiles hergestellt. Die Dicke dieser nachgiebigen Einlage wurde dabei so gewählt, daß diese bei den zu erwartenden Verformungen der benachbarten Teile nicht zu stark zusammengedrückt wird und mit genügender Sicherheit eine nennenswerte Druckübertragung verhindert.

Die Anordnung von Dehnungsfugen bringt also die statische Forderung mit sich, daß die Einzelteile in sich standfest sind und die auf sie einwirkenden Kräfte ohne Mithilfe eines benachbarten Teiles aufnehmen können. Dies ist für die Gründung des Kraftwerkes im Hinblick auf die maßgebenden, äußeren Kräfte von besonderer Bedeutung. Einlaufblock und Auslaufblock besitzen als nur raumbegrenzende Bauelemente ein geringes Eigengewicht; sie müssen aber im Reparaturfall große Horizontalkräfte aus dem Wasserdruck auf die eingebauten Dammbalkenverschlüsse aufnehmen. Im Auslauf schließen die Dammbalken die Austrittsöffnungen des Saugschlauches vollständig ab²; im Reparaturfall wirkt also noch eine beträchtliche, statisch günstige Wasserauflast auf die Decke des Auslaufes, so daß hier die Richtung der Resultierenden aller Kräfte günstig verläuft. Diese Auflast fehlt aber beim Einlauf, der durch seine große Höhe einem besonders hohen Wasserdruck ausgesetzt ist. Die Gründung des Einlaufes ist deshalb von allen drei Bauteilen weitaus am stärksten beansprucht und die Herstellung der Standsicherheit bereitet erhebliche Schwierigkeiten, zumal dann, wenn die Konstruktion noch die Entstehung des vollen Sohlwasserdruckes ermöglicht.

c) Hydraulik der Gründungsfuge

Das Triebwasser eines Kraftwerkes überwindet die Fallhöhe in einer Stufe im Bereich der Turbine; abgesehen von einer Spiegeldifferenz aus der Strömungsbewegung herrscht im Einlauf der Oberwasserdruck und die Druckhöhe im Saugschlauch unterscheidet sich nur wenig vom Unterwasserspiegel. Diesem Vorgang des Druckausgleiches im Kraftwerk entspricht ein Ausgleich im Baugrund bzw. in der Sohlfuge. Das ideale Ziel, Sickerströmungen im Baugrund vollkommen zu unterbinden, wird wohl in keinem Falle erreicht werden. Durch die mehr oder minder starke Durchlässigkeit des Bodens stellt sich im Oberwasser und im Unterwasser des Kraftwerkes der dort herrschende

hydrostatische Druck des freien Wassers auch im Baugrund ein, so daß unter dem Kraftwerk eine gleiche Höhe wie im Kraftwerk zu überwinden ist. Die Folge davon ist eine Strömung, die aus mehreren Gründen unerwünscht ist.

Diese Erscheinung zwingt zu zwei Forderungen an die Gründungskonstruktion. Zunächst soll sie den Zustrom des Sickerwassers nach Möglichkeit drosseln und der unvermeidlich verbleibenden Restströmung ein möglichst geringes Gefälle geben; die entsprechenden Baumaßnahmen sind Abriegelung und Sickerwegverlängerung. Dazu werden je nach Beschaffenheit des Baugrundes Spundwandschürzen gerammt, Herdmauern eingebaut oder der Baugrund durch Injektionsschürzen gedichtet. Sie hemmen die Wasserbewegung mengenmäßig und zwingen der Restströmung einen verlängerten Weg auf.

Die zweite Forderung ist eine statische. Der hydrostatische Druck der Sickerströmung tritt in der Gründungsfuge als Sohlwasserdruck in Erscheinung. Diese nach oben gerichtete Kraft wirkt sich vor allem im Reparaturzustand bei leergepumpten Unterwasserräumen auf die Standsicherheit des Bauwerkes ungünstig aus, so daß er möglichst niedrig gehalten werden soll. Abb. 2 zeigt Größe und Verteilung des Sohlwasserdruckes in Abhängigkeit von der Art der Bauwerkssohle.

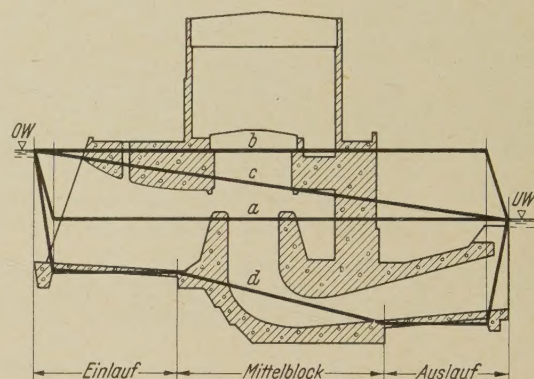


Abb. 2. Hydrostatische Druckhöhe des Sohlwassers in der Gründungsfuge eines Kraftwerkes.

a ideal günstigster Verlauf
b ideal ungünstigster Verlauf
c übliche rechnermäßige Annahme
d Verlauf im Reparaturzustand bei entwässerter Sohle im Einlauf und Auslauf (Mittelstück geradlinig angenommen).

Ist es aus anderen Gründen notwendig, die ganze Sohle dicht auszubilden, so daß sich der volle Sohlwasserdruck entwickeln kann, dann muß versucht werden, die Gefälle der Sickerströmung möglichst weit nach oberstrom zu verschieben (Linie a in Abb. 2). Die Dichtungsschürzen sind also am oberstromigen Ende des Kraftwerkeinlaufes vorzusehen und am Auslauf zu vermeiden, damit keine Stauwirkung unter dem Kraftwerk entsteht. Die Wirkung der oberstromigen Schürze wird durch eine Dichtung der Oberkanalsole, etwa mit Betonplatten vor dem Einlauf wesentlich verstärkt. Es ist im allgemeinen üblich, mit einer Höhe des Sohlwasserdruckes entsprechend der geradlinigen Verbindung von Oberwasser und Unterwasser zwischen Einlaufbeginn und Auslaufende zu rechnen. Maßnahmen der beschriebenen Art berechtigen aber, von dieser Regel abzuweichen und das tatsächliche Strömungsbild bei Bestimmung der Druckhöhe zugrunde zu legen. Siehe auch DIN-Entwurf 19 702, Abs. 2.233.

Im Interesse der Standsicherheit kann es zweckmäßig oder notwendig werden, zur Entlastung des Bauwerkes der Sohlwasserdruck im Reparaturzustand vollkommen zu beiseiten und das ankommende Sickerwasser durch eine Entwässerung der Gründungsfuge abzuführen, so daß sich praktisch kein Druck entwickeln kann. Auch in diesen Fällen gelten die angestellten Betrachtungen und Folgerungen über die Sickerströmung; die Vorverlegung der Gefälle

² Die Abschlußwand aus den Dammtafeln schließt mit Hilfe von Gummileisten ringsum dicht an den Auslauf an, so daß der Saugschlauch unabhängig von dem Unterwasserstand trockengelegt werden kann.

stufe und die Dichtung durch Schürzen oder Herdmauern verringern in wünschenswerter Weise die Ergiebigkeit der Entwässerung und damit die erforderliche Pumpenleistung. Die Gegenüberstellung der Druckhöhen in Abb. 2 zeigt, welche enormen Kräfte durch diese Maßnahme vom Bauwerk ferngehalten werden können.

derlich. Maßgebend für die Wahl einer dichten Platte war die Notwendigkeit, im Betriebszustand einen möglichst langen Sickerweg unter dem Bauwerk sicherzustellen; die abgewinkelte Länge der Gründungsfuge unter dem Mittelblock beträgt rd. 40 m, so daß sich bei rd. 9 m Fallhöhe ein Gefälle von rd. 1 : 4,5 einstellen würde. Dagegen konnte

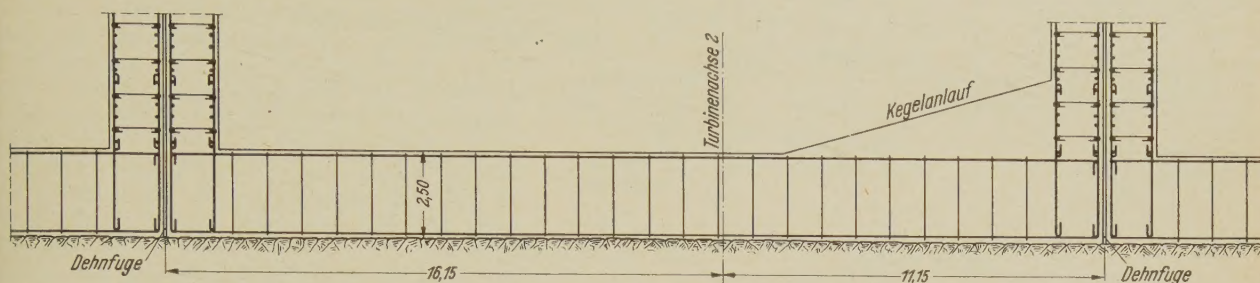


Abb. 3. Gründung des Mittelblockes oberhalb der Turbinenachse.

Der Baugrund in Jochenstein ließ — wie bereits erwähnt — keinen stärkeren Kluftwasserandrang erwarten. Es wurden daher auch keine besonderen Maßnahmen zur Dichtung des Baugrundes vorgesehen; auch von einer Injektionsschürze sah man nach Aufschluß des Baugrundes

für den Reparaturzustand die Bemessung der Gründung ohne Annahme eines nennenswerten Sohlwasserdruckes durchgeführt werden, da die später beschriebene Entwässerung der Sohlen im Einlauf und im Auslauf auch den Mittelblock weitgehend entlastet (s. Abb. 2, Linie d im

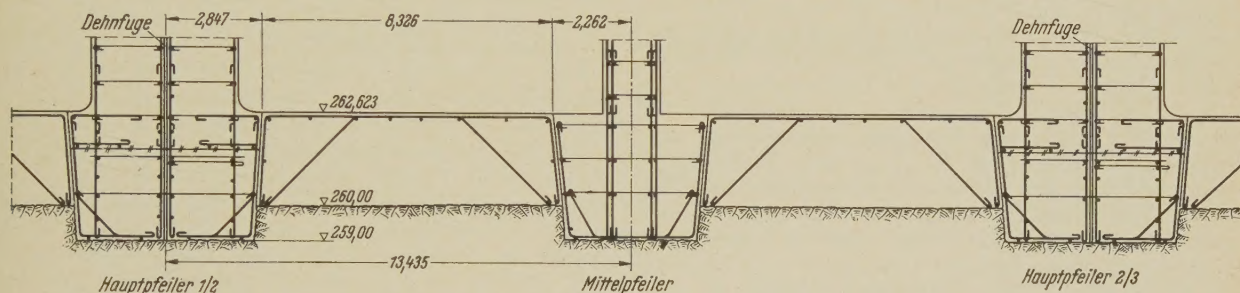


Abb. 4. Gründung des Mittelblockes unterhalb der Turbinenachse.

im Hinblick auf seine Struktur und Lagerung ab. Der Querschnitt zeigt am Einlauf und am Auslauf Sporne in der üblichen Größe. Vor dem Einlauf und hinter dem Auslauf dient eine 4,8 bzw. 10 m lange und 20—40 cm starke Betonverkleidung gleichzeitig der Dichtung und dem Ausgleich der Unebenheiten der Fels Oberfläche. Die Ausbildung der Gründungssohle im Bauwerk wird im folgenden Abschnitt besprochen.

2. Gründung

a) Mittelblock

Der Mittelblock jeder Turbine mit rd. 27 m Breite³ ist durch stromparallele Dehnungsfugen von den benachbarten Blöcken getrennt. Seine Gründungskonstruktion ist wegen der verwinkelten Form der Gründungsfuge kein statisch einheitliches Tragwerk. Im oberstromigen Teil schließt an die Sohle des Einlaufes eine 2,50 m dicke Platte an, auf der sich die beiderseitigen Hälften der Hauptpfeiler erheben (Abb. 3). Sohlplatte und Wände sind bewehrt und bilden einen biegefesten Rahmen. Im unterstromigen, tiefer gelegenen Teil sind die dichten, bewehrten Sohlen durch Arbeitsfugen von den Fundamenten der Saugschlauchpfeiler getrennt (Abb. 4). Der mittlere Teil, der sich der Ausbuchtung am aufsteigenden Saugschlauchhals anschmiegt, ist einer Berechnung nicht zugänglich; er wurde in mindestens gleicher Dicke wie die übrigen Teile ausgeführt und bewehrt.

Diese Art der Gründung war statisch nur im oberstromigen Teil zur Einspannung der Hauptpfeilerhälften erforder-

Mittelblock). Die Sohlplatten halten im Reparaturfall dem geringen, verbleibenden Sohlwasserdruck durch ihre Eigenlast das Gleichgewicht und sind für den Fall örtlicher, höherer Beanspruchungen konstruktiv bewehrt.

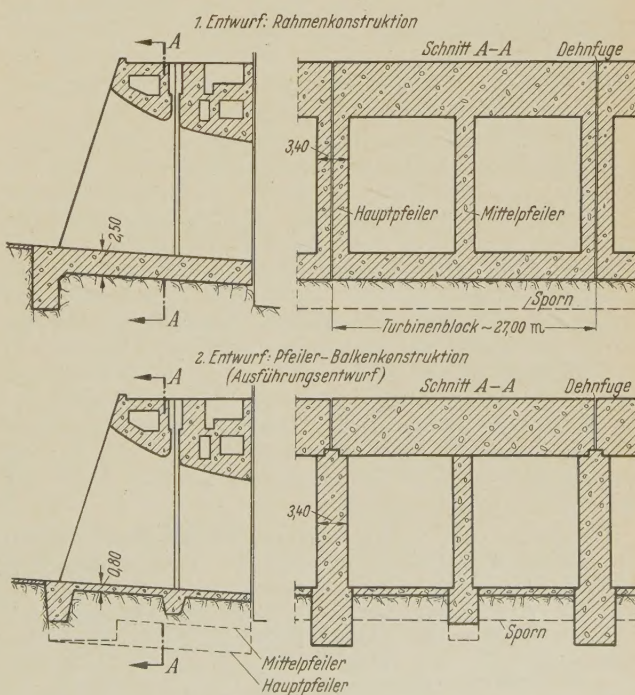


Abb. 5. Entwürfe für die Einlaufkonstruktion.

³ Die Achse von Kraftwerk und Wehr ist zur besseren Anströmung gekrümmt. Dadurch verringert sich das Maß zwischen den Mittellinien der Hauptpfeiler von 27,70 m am oberstromigen Ende des Einlaufes auf 26,45 m am unterstromigen Ende des Auslaufes.

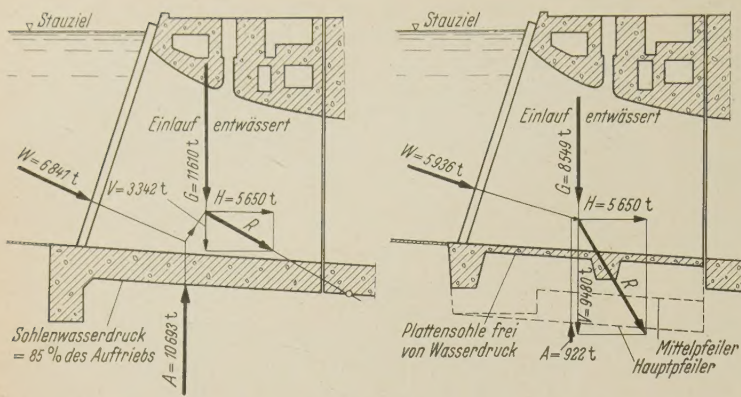


Abb. 6. Lage der Resultierenden im Einlauf nach dem ersten und zweiten Entwurf.

b) Einlauf

Für die Einlaufkonstruktion standen zwei Entwürfe zur Wahl. Im ersten Entwurf (Abb. 5) wurden die Dehnungsfugen zwischen den Turbinen im Mittelblock in den Einlauf vorgezogen und dadurch die i. M. 3,4 m dicken Hauptpfeiler in zwei Teile von je 1,7 m Dicke gespalten. Die biegungsfeste 2,5 m dicke Sohlplatte bildete mit den beiderseitigen Pfeilerhälften und dem Mittelpfeiler sowie der Einlaufdecke einen geschlossenen dreistielligen Rahmen. Die dichte Sohlplatte verlängerte den Sickerweg unter dem Bauwerk um über 20 m, so daß sich ein günstiges Verhältnis von Sickerweg einstellte. Weiterhin bot der größtenteils flächenhafte Aushub unter dem Einlaufbauwerk gerade bei Fels beträchtliche baubetriebliche Vorteile. Andererseits brachte diese Lösung erhebliche statische und konstruktive Schwierigkeiten mit sich. Für die Standsicherheit ist der Reparaturzustand bei eingesetzten Dammbalken und leergepumptem Einlauf maßgebend (Abb. 6). In diesem Falle lag die Resultierende aus Eigengewicht, Wasserdruck auf Dammbalken und Sohlwasserdruck weit außerhalb des Kernes, so daß am oberstromigen Ende sehr große Zugkräfte auftraten. Der oberstromige Sporn mußte in seinem Querschnitt erheblich vergrößert und als Träger vor dem ganzen Kraftwerk durchlaufend sehr stark bewehrt werden. Weiterhin erforderten die Pfeilerhälften eine ungewöhnlich starke Bewehrung, die in dem verhältnismäßig dünnen Querschnitt kaum unterzubringen war; die beiden Grenzwerte der Beanspruchung ergaben sich einmal bei leerem Einlauf und Wasserdruck in der Dehnungsfuge und zum anderen bei gefülltem Einlauf und leerer Fuge.

Dieser Entwurf verfolgte ein Prinzip, das sich bei denjenigen Kraftwerken als sehr zweckmäßig erwiesen hat, die Einlauf und Mittelblock in einer zusammenhängenden Konstruktion vereinigen können. Hier beteiligt sich der Mittelblock an der Aufnahme der Horizontalkräfte, und der Einlauf, durch eine kräftige Zügelbewehrung an den Mittelblock angehängt, wirkt mit seinem Eigengewicht als kippgünstige Kraglast. Eine dichte Sohlplatte ist dort unbedingt notwendig, wo bei hohem Gefälle jede Möglichkeit zur Verlängerung des Sickerweges in der Gründungsfuge ausgenutzt werden muß, und ferner bei erosionsgefährdetem Baugrund, der unter der Wirkung einer künstlichen Sohlentwässerung seinen Zusammenhalt und damit seine Tragfähigkeit einbüßt; in Jochenstein ist aber keine der beiden Bedingungen gegeben.

Der zweite Entwurf gliedert den Einlauf in ein System von Pfeilern und Balken auf (Abb. 5). Hauptpfeiler und Mittelpfeiler werden mit einer tiefgehenden Gründung in den Fels eingespannt und tragen die frei drehbar aufgelagerte Decke, die durch Dehnungsfugen über den Hauptpfeilern in eine Folge von Balken auf 3 Stützen aufgeteilt ist. Durch Verzahnungen an seinen Endauflagern wirkt jeder Balken als Druckriegel, der im Reparaturzustand

die Hauptpfeiler gegen die seitlichen Drücke abstützt. Zur Aufnahme der Biegungsbeanspruchung steht der volle Pfeilerquerschnitt zur Verfügung der eine verhältnismäßig geringe Bewehrung erhält.

Die Sohle des Einlaufs wird im Reparaturzustand durch ein Entwässerungssystem in die Gründungsfuge zwischen den Pfeilern vom Sohlwasserdruck vollkommen entlastet; mit einer Dicke von 80 cm und ohne Bewehrung ist die Platte nur noch Deckschicht, die keine statische Aufgabe übernimmt und keine Kräfte in die angrenzenden Pfeiler abgibt. Die Wirkung der Entlastung vom Sohlwasserdruck auf das Kräftespiel im Einlaufblock geht aus der veränderten Richtung der Resultierenden hervor (Abb. 6). Zu Sicherung der Längsstabilität ist in den Pfeilern nunmehr eine Zugverankerung aus wenigen Durchmessern notwendig.

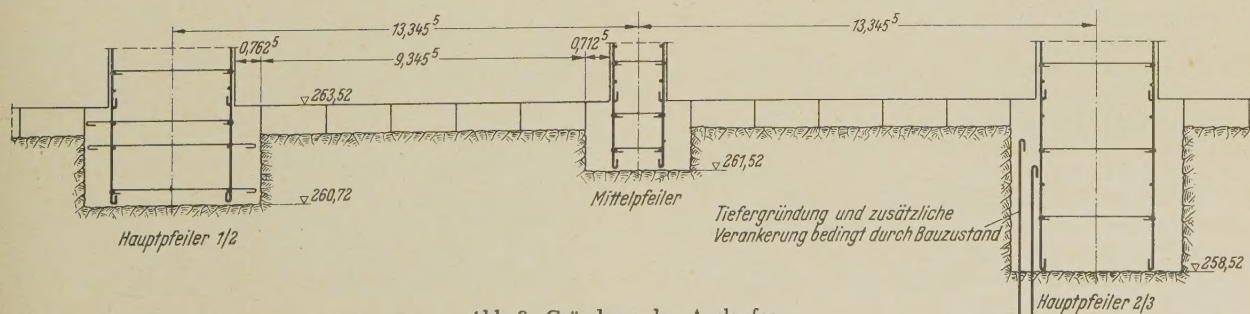
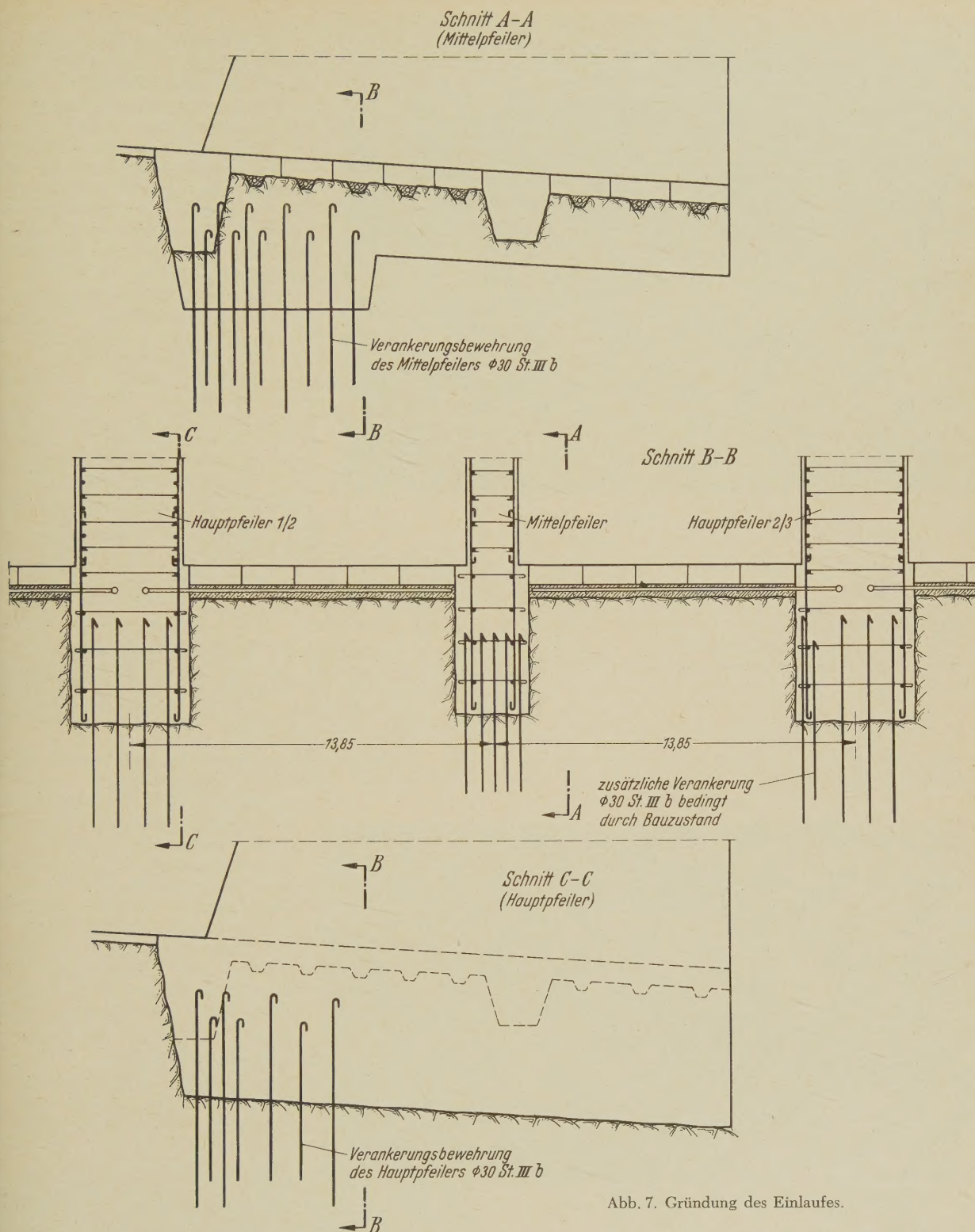
Als Nachteil dieses Entwurfes ist festzustellen, daß die Anordnung von Entwässerungssystemen eine Verkürzung des Sickerweges zur Folge hat. Das Entwässerungssystem erfordert eine Wartung und macht den Betrieb bei Trockenlegung komplizierter. Weiterhin ist die Aushubmenge gegenüber dem ersten Entwurf zwar planmäßig geringer, aber wegen der Künnetten schwieriger und damit teurer und zudem nicht immer profilgerecht auszuführen, so daß Massenerhöhungen nicht zu vermeiden sind. Schließlich bestanden noch Bedenken hinsichtlich der Menge des in die Entwässerung anfallenden Sickerwassers. Die für eine Entwässerung sprechende Auffassung gründete sich auf Beobachtungen am Kraftwerk Kachlet der Rhein-Main-Donau AG. oberhalb Passau. Dort hoben sich bei der Trockenlegung der Saugschläuche die dünnen, unbewehrten Sohlplatten offensichtlich unter der Wirkung des Sohlwasserdruckes an einzelnen Stellen um wenige Zentimeter an und brachen auf; aus den schmalen Rissen sickerte das Sohlwasser aus, das hierdurch entlastet keine weiteren Zerstörungen verursachte. Die Kluftwasserführung des den Jochensteiner Fels ähnlichen Baugrundes am Kachlet war so gering, daß keine Abhilfemaßnahmen ergriffen werden mußten.

Nach eingehenden Untersuchungen wurde der zweite Entwurf zur Ausführung bestimmt (Abb. 7). Ausschlaggebend hierfür war der Vorteil des günstigeren Kräftespiels, der einfacheren, robusten Konstruktion und des geringeren Aufwandes an Beton, Bewehrung und Schalung. Abgesehen davon erschien es außerordentlich schwierig einzelne konstruktive Aufgaben des anderen Entwurfes in einer technisch befriedigenden Weise zu lösen.

c) Auslauf

Bei Kraftwerken mäßiger Größe wird der Saugschlauchauslauf oder wenigstens ein Teil des Auslaufes oft mit dem Mittelblock fest verbunden, weil dadurch dessen Gründungsfläche vergrößert und so die Standsicherheit erhöht wird; eine dadurch notwendig werdende kräftige Bewehrung der Auslaufwände muß in Kauf genommen werden. Andererseits findet der Auslauf durch die Verbindung mit dem Mittelblock einen festen Halt gegen ein Aufschwimmen, dem er als nur raumumschließendes Element mit verhältnismäßig geringem Gewicht im Reparaturzustand ausgesetzt ist.

Der zuerst genannte Grund für eine Verbindung fiel hier weg, da der Einlauf die maßgebenden umstürzenden Horizontalkräfte vom Mittelblock fernhält. Dagegen wäre die Sicherung des Auslaufes gegen Aufschwimmen sehr erwünscht gewesen. Die Abmessungen des Bauwerkes ließen jedoch diese Verbindung nicht zu, so daß wiederum nur eine kräftige Verankerung der Konstruktion in den festen Baugrund oder eine Fernhaltung der nach oben gerichteten Kräfte durch Entwässerung der Gründungsfuge im Reparaturzustand in Frage kam. Wie beim Einlauf wurde auch



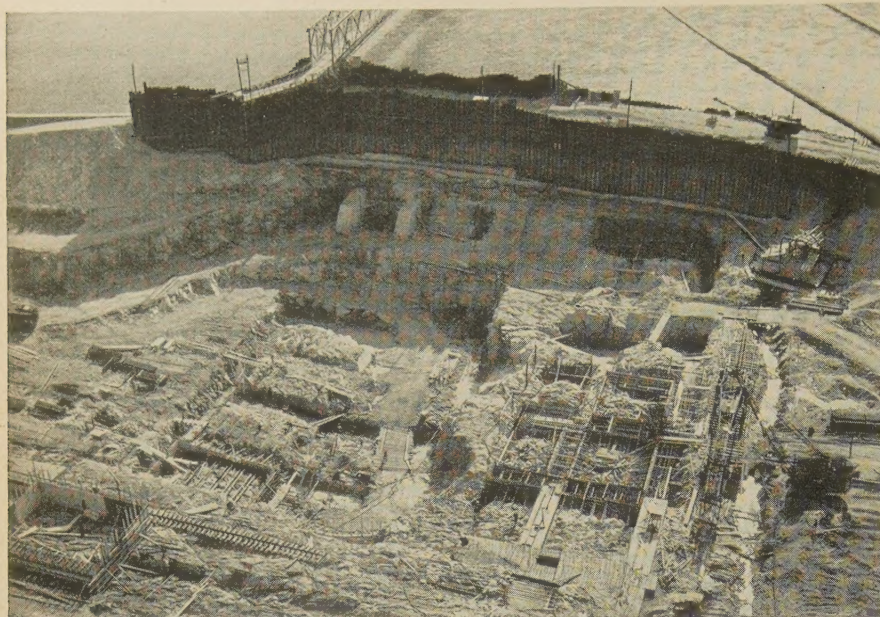


Abb. 9. Aushub für die Turbinen 1 und 2.

hier der zuletzt genannte Weg gewählt; die beiden Bauteile gleichen sich daher in ihrem Aufbau weitgehend. Die Pfeiler sind im Fels fest eingespannt (Abb. 8); die Decken sind frei aufliegende Platten über zwei Felder und dienen als Druckriegel für die Pfeiler. Die Sohlplatte mit einer Dicke von 80 cm wird durch ein Entwässerungssystem vom Sohlwasserdruck entlastet.

d) Maßnahmen für den Bauzustand

Der Bau des Kraftwerkes wurde in zwei größeren Abschnitten durchgeführt. Zuerst wurden die Blöcke der drei

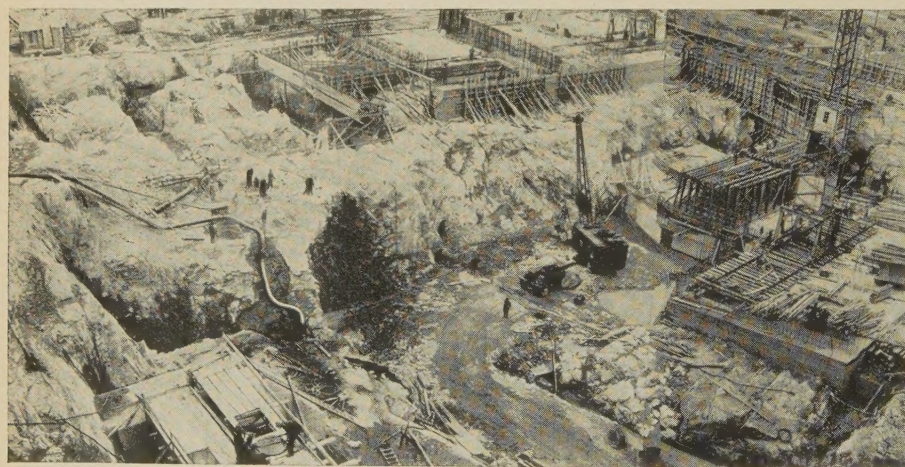


Abb. 10. Baugrube der Turbinen 1 bis 3.

landseitigen Turbinen 1 bis 3 erstellt und nach deren Inbetriebnahme der Bau der Turbinenblöcke 4 und 5 in Angriff genommen. Der Hauptpfeiler zwischen den Turbinen 3 und 4 diente während des zweiten Bauabschnittes im Bereich des Kraftwerkes als Baugrubenumschließung. Der starke, einseitige Wasserdruck auf diesen Pfeiler machte es notwendig, ihn im Einlauf und Auslauf mit den benachbarten Pfeilern zusammenzuhängen und ihnen eine verstärkte Zugverankerung (Abb. 7) bzw. eine tiefere Gründung (Abb. 8) zu geben; im Mittelblock mußte der biegungsfeste Rahmen aus Sohlplatte und Hauptpfeilern verstärkt werden. Die grundsätzliche Gründungsart wurde aber in jedem Falle beibehalten, so daß es sich erübrigt, hier näher darauf einzugehen.

3. Bauausführung

Beim Aushub zeigte der Fels mehrere Systeme von Kluftscharen, so daß die profilgerechte Herstellung der Künetten für die Pfeilerfundamente vielfach geologisch nicht möglich war; dazu kam stellenweise noch die über das Profil hinausreichende Wirkung der Sprengungen. Dagegen war von Anfang an nur ein geringer Andrang von Kluftwasser zu beobachten, so daß sich hier die Voraussetzungen für eine Sohlentwässerung als günstig erwiesen.

Abb. 9 zeigt die Krafthausbaugrube nach der Fertigstellung des Aushubs für die Turbinen 1 und 2. Über den Künetten im Einlauf (rechts) werden die Schalungen für die Pfeilerfundamente gestellt; in Bildmitte sind die beiden Einbuchtungen für die aufsteigenden Saugschlauchhalse zu sehen und links schließen sich die Künetten für die Auslaufpfeiler an. Abb. 10 zeigt die Baugrube von unterstrom gesehen in einem fortgeschrittenen Stadium mit den Künetten für die Einlaufpfeiler der

Turbine 3 (links) und der teilweise fertiggestellten Gründung der Einläufe 1 und 2 sowie der Gründung des unterstromigen Teiles im Mittelblock der Turbine 1 und des Auslaufes der Turbine 2.

Zur Verankerung der Pfeiler im Fels wurden 50 mm weite Löcher gebohrt, gereinigt, teilweise mit Zementmörtel verfüllt und dann die Verankerungsstäbe aus Torstahl eingeschlagen. Das Schalen und Betonieren der Fundamente bot keine Besonderheiten.

Die Entwässerungssysteme im Einlauf und im Auslauf sind in Abb. 11 dargestellt. Das Sohlwasser wird durch querverlaufende Drainagerohre unter der 80 cm dicken, unbewehrten Sohle abgefangen. Die durchlochten Steinzeugmuffenrohre mit 125 mm $\varnothing$ beginnen jeweils am Mittelpfeiler und entwässern über stählerne Anschlüsse in eine Sammelleitung aus Stahlrohren 200 mm $\varnothing$ im Hauptpfeiler, mit dieser eine Harfe kommunizierender Rohre bildend (Abb. 12). Die Sammelleitungen enden in einem Entwässerungsschacht und können dort durch Druckschieber abgeschlossen werden. Vor jedem Schieber ist ein Standrohr angeschlossen, in dem bei geschlossenem Schieber die Druckhöhe des Sohlwassers gemessen wird. Im Auslauf ist eine ganze Blockhälfte an ein System angeschlossen. Im Einlauf trennt die Mittelschwelle

unter dem zweiten Dammbalkenverschluß die Entwässerung einer Blockhälfte in zwei in sich abgeschlossene Systeme; dadurch ist es möglich, nach Einbau des zweiten Verschlusses allein die Sohlfuge der trockengelegten, unteren Einlaufhälfte zu entwässern. Gleichzeitig stellt die Mittelschwelle eine erwünschte Behinderung des Sickerstromes dar; unter ihr kann sich ein Gefälle zwischen den ausgespiegelten Druckhöhen der beiden Entwässerungsbereiche entwickeln (Abb. 16).

Der profilgerechte Aushub der trapezförmigen Gräber für die Drainagerohre war bei der Struktur des Felsens nicht möglich; die dazwischenliegenden, gelockerten Höcker mußten zum Teil entfernt und durch Unterbeton ersetzt

werden (Abb. 13). Die Drainageröhre in den Gräben sind teils in Kies, teils in Einkornbeton eingebettet (Abb. 14).

Die Drainageröhre enden blind an den Mittelpfeilern; es besteht also keine Möglichkeit, das Entwässerungssystem durchzuspülen und es vor einer Verschlickung zu bewahren. Darauf konnte aber verzichtet werden, da die Selbstdichtung der Klüfte von außen beginnend nicht nur die Zufuhr von Wasser, sondern auch von Schlack unterbinden wird. Trotzdem wurde für den Fall der Verstopfung des Drainagesystems dadurch Vorsorge getroffen, daß die Sohldecke schachtbrettartig durch Arbeitsfugen in einzelne Betonplatten aufgeteilt wurde (Abb. 15). Entsprechend den Beobachtungen beim Kachletwerk wird ein Sohlwasserdruck die Platten leicht anheben, die Fugen öffnen und dadurch eine Druckentlastung herbeiführen.

Im Betriebszustand sind die Druckschieber geschlossen; es kann sich also der volle Sickerwasserdruck entwickeln, dem aber der Betriebswasserdruck und das Eigengewicht der Sohlplatte mit Sicherheit das Gleichgewicht hält. Vor dem Trockenlegen der Unterwasserräume werden die Schieber geöffnet und das Sohlwasser durch Tauchpumpen in den Entwässerungsschächten abgezogen. Nach dem anschließenden Entleeren der Unterwasserräume kann der Pumpenschacht im Einlauf das anfallende Sohlwasser durch ein mit Blindflansch verschließbares Rohr von 200 mm ϕ direkt in den Einlauf abgeben, wo es zusammen mit dem Sickerwasser der Dammbalkenverschlüsse über die Hauptpumpenanlage entfernt wird, so daß dann die Tauchpumpen im Einlaufschacht entbehrlich werden.

4. Sohlwassermessungen

Die Entwässerungssysteme und Standrohre geben Gelegenheit, das Sohlwasser zu beobachten. Seit der Stauerrichtung wurden an den ersten drei Turbinen die Druck-

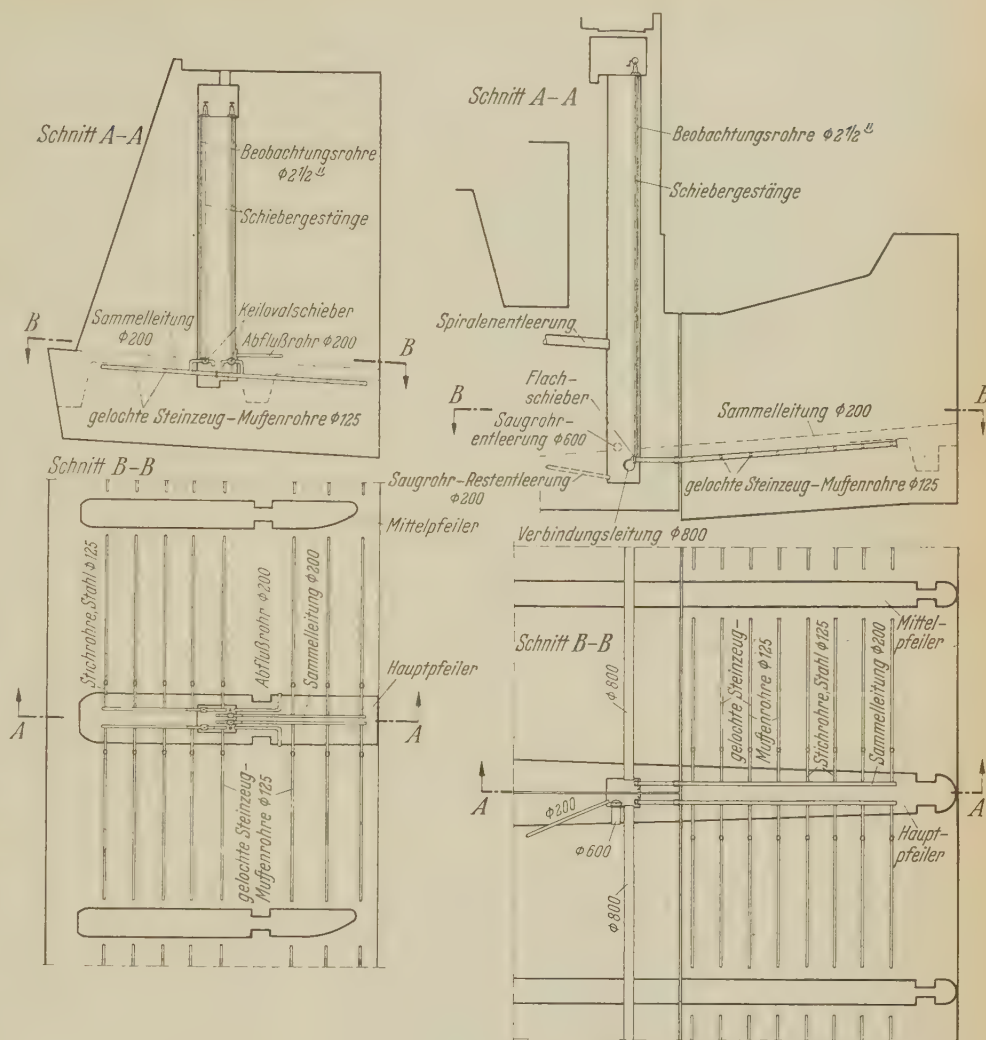


Abb. 11. Entwässerungssysteme.

höhe des Sohlwassers und anschließend durch Öffnen der Schieber der Sammelleitungen die Ergiebigkeit der Entwässerung gemessen; dies geschah bei gefluteten Unterwasserräumen, so daß neben dem Sickerwasser aus der



Abb. 13. Unterbeton mit Gräben für die Drainageröhre in der Einlaufsohle.

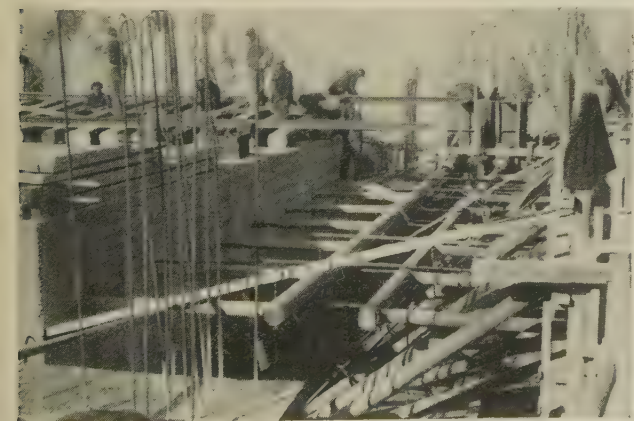


Abb. 12. Sammelleitungen in einem Hauptpfeiler des Auslaufes.

Gründungsfuge und aus den Felsklüften auch das Betriebswasser erfaßt wurde, das durch die Arbeitsfugen der Sohlplatte dringt.

In der Linie des Sohlwasserdruckes (Abb. 16) tritt die Abriegelung des Sickerstromes durch den Einlaufsporn deutlich hervor. Die Linie liegt beträchtlich unterhalb der rechnermäßigen Annahme, also in Abb. 2 zwischen der Mittellinie c und der ideal günstigsten Linie a. Zweifelloos



Abb. 14. Drainagerohr des Auslaufes in Einkornbeton verlegt.

wäre dieses Bild ohne die Entwässerungsanlagen noch günstiger, doch zeigt diese Beobachtung, daß die Gründung trotz der kommunizierenden Rohrsysteme im Betriebszustand keine Verschlechterung, sondern im Gegenteil eine Verbesserung gegenüber der allgemein üblichen Annahme des Sohlwasserdruckes aufweist. Die dichtende Wirkung

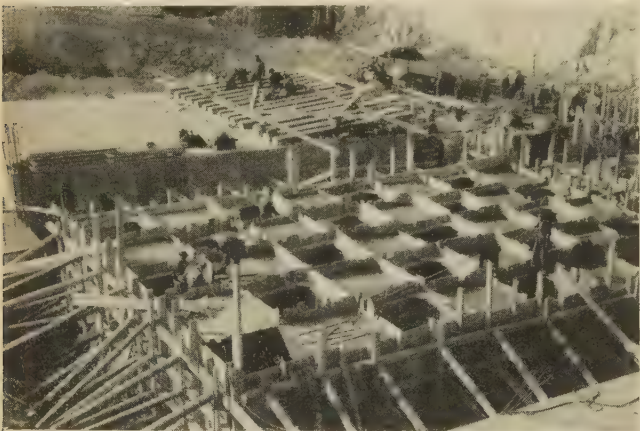


Abb. 15. Betonieren der Sohlplatten im Auslauf.

des oberstromigen Spornes hat weiterhin zur Folge, daß im Bereich des Mittelblockes nur mehr eine Stufe von rd. 5,9 m mit einem Gefälle des Sickerwasserstromes von rd. 1:6,8 zu überwinden ist gegenüber dem geringstmöglichen Gefälle bei dichter Sohle unter dem ganzen Kraftwerk von rd. 1:9,3, bezogen auf die abgewinkelte Länge des Sickerweges von rd. 93 m. Der Vollständigkeit halber sei darauf hingewiesen, daß eine dichtende Wirkung der Sohlverkleidung vor dem Einlauf und hinter dem Auslauf in die Beobachtung nicht miteinbezogen wurde und deshalb in Abb. 16 nicht berücksichtigt ist; in Wirklichkeit werden die beiden Endgeraden durch diese dichtende Wirkung abgeflacht, was aber für die vorliegenden Betrachtungen ohne wesentliche Bedeutung ist.

Sehr eindrucksvoll ist das Meßresultat für die Ergiebigkeit der Entwässerung (Abb. 17). Die anfängliche durchschnittliche Menge von 4,7 l/s je Turbinenblockeinlauf sank infolge der Selbstdichtung trotz steigendem Stauspiegel nach 2 Wochen auf 1,5 l/s ab und betrug nach einem halben Jahr nur noch 0,6 l/s, eine Menge, die mit geringster Pumpenleistung bewältigt werden kann. Druckhöhe und Ergiebigkeit der Entwässerung zeigen deutlich, unter welchem geringem Aufwand im Reparaturfall eine ge-

waltige Belastung des Bauwerkes ferngehalten werden kann. Die Meßergebnisse des Auslaufes sind nicht viel ungünstiger. Die etwas größere Ergiebigkeit verzeichnet auf Grund der Beobachtungen im Einlauf außer der Speisung vom Unterwasser her noch die Unterläufigkeit des Bauwerkes.

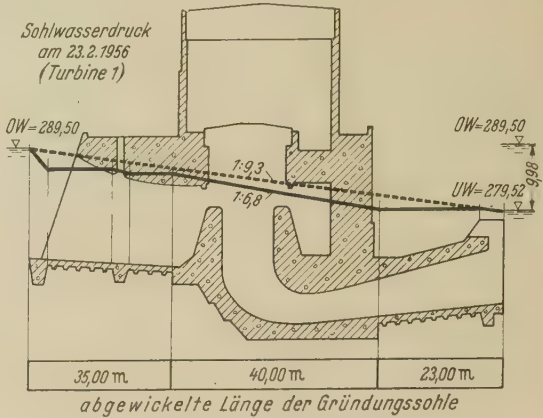
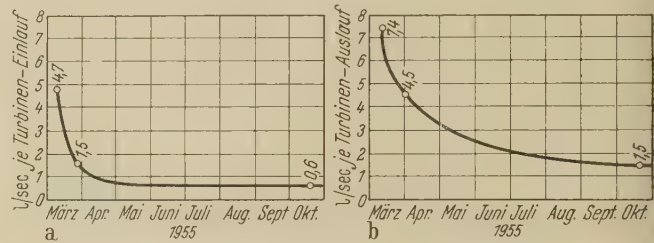


Abb. 16. Messungen des Sohlwasserdruckes.

Die Beobachtungen über die Druckhöhen (Abb. 16) und die Ergiebigkeit (Abb. 17) ergänzen sich. Der erwünschten guten Dichtung des oberstromigen Spornes mit der steil abfallenden Drucklinie entspricht die geringe Ergiebigkeit im Einlauf, während der flache, unterstromige Sporn gemäß der Drucklinie in erwünschter Weise schlechter dichtet, aber damit eine größere Ergiebigkeit im Auslauf verursacht.



Einlauf				
Datum	Ergiebigkeit l/sec		Σ	Mittel
	Turbine 1	Turbine 2		
9. 3. 1955	4,59	4,81	9,40	4,7
23./26. 3. 1955	1,15	1,88	3,03	1,5
18. 10. 1955	0,57	0,62	1,19	0,6

Auslauf				
Datum	Ergiebigkeit l/sec		Σ	Mittel
	Turbine 1	Turbine 2		
10. 3. 1955	8,59	6,3	14,89	7,4
30. 3. 1955	6,68	2,3	8,98	4,5
19. 10. 1955	1,76	1,31	3,07	1,5

Abb. 17. Messungen der Sohlwasserergiebigkeit.

5. Zusammenfassung

Es werden Gedanken zur Gründung von Kraftwerken erörtert und ihre Anwendung auf das Donaukraftwerk Jochenstein beschrieben. Der feste Baugrund erforderte keine besonderen Maßnahmen gegen Unterläufigkeit. Dagegen bereitete die Unterteilung des großen Baukörpers Schwierigkeiten hinsichtlich der Standfestigkeit der Einzelteile. Aus statischen Gründen werden im Reparaturfall die Sohlfugen von Einlauf und Auslauf entwässert, um damit den Sohlwasserdruck fernzuhalten, zu dessen Aufnahme eine aufwendigere Konstruktion erforderlich gewesen wäre. Druck- und Mengenmessungen des Sohlwassers bestätigten am fertigen Bauwerk die Annahmen der Gründungsplanung.

Sicherung von Ufermauern durch unverankerte Spundwände

Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Zweck, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe i. Bd.

1. Aufgabenstellung

Infolge der Erosion der Stromsohle am Niederrhein, besonders im Duisburger Bezirk, treten Wasserspiegelsenkungen auf, die wegen der dadurch erforderlich werden den Baggerungen in zahlreichen Fällen die Sicherung bestehender massiver Kaimauern am Rheinufer und in den Häfen notwendig machen. An verschiedenen Stellen ist sie durch eine unverankerte Spundwand erfolgt, die vor die Mauer gerammt ist. Als Beispiel sei die Sicherung einer

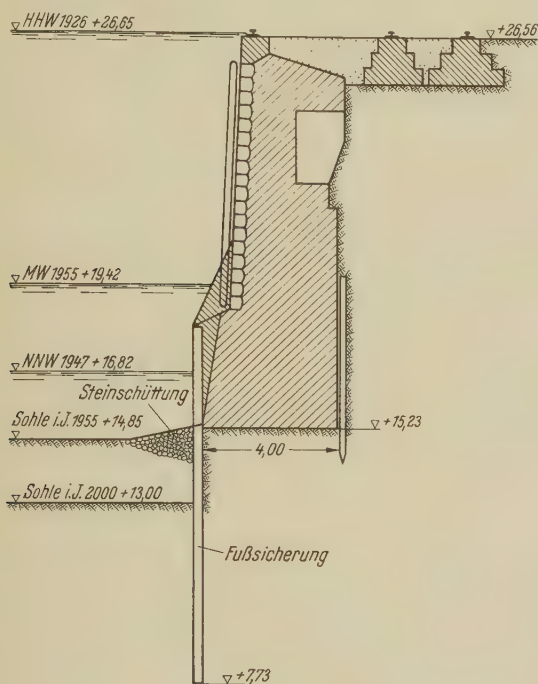


Abb. 1. Sicherung der Ufermauer Walsum durch eine vordere unverankerte Spundwand.

am Rhein gelegenen Ufermauer im Hafen Walsum-Süd angeführt, die in Abb. 1 dargestellt ist. Hier lag, als 1950 dieser Entwurf aufgestellt wurde, die Hafensohle infolge Erosion auf ihrer gesamten Länge bereits 38 cm unter Gründungsohle der Kaimauer, und es war lediglich eine sehr kleine, etwas höherreichende Steinschüttung am Fuß der Mauer vorhanden. Durch die gerammte vordere Spundwand sollte eine ausreichende Standsicherheit der Mauer auch bei Zunahme der Erosion und damit bei einer späteren Lage der Sohle von 2,23 m unter Mauerunterkante gewährleistet werden.

Bei der Berechnung dieser Spundwand trat die Frage auf, wie die in der Sohle wirkenden Kräfte der massiven Mauer durch das Erdreich unterhalb der Mauer auf die Spundwand übertragen werden. In Abb. 2a sind die aus der Mauer kommenden vertikalen und horizontalen Kräfte eingezeichnet.

Die Berechnung der auf eine Spundwand wirkenden Erddruckkräfte aus dem Bodeneigengewicht hinter der Wand und der auf ihm ruhenden Auflast — in diesem Falle die senkrechte Last aus der Mauer — ist nach der Erddrucktheorie für den Grenzzustand möglich. Es ergibt sich damit eine Erddruckverteilung nach Abb. 2b.

Für die Berechnung der aus den horizontalen Kräften in der Mauersohle auf eine biegsame Spundwand wirkenden Kräfte bestehen aber nur Annahmen, die noch nicht durch Messungen bestätigt sind. Die einfachste Annahme ist die, daß die horizontalen Kräfte in Höhe der Mauersohle in voller Größe auf die Spundwand wirken. Diese Berechnungsart führt aber, wie auch die späteren Versuche

gezeigt haben, zu viel zu starken Wandprofilen. Man muß sich die Übertragung der Horizontalkraft an der Mauersohle auf die Spundwand so vorstellen, daß die horizontalen Kräfte an der Sohle durch Reibung auf den Boden abgegeben werden und die Wand etwa, wie in Abb. 2c gezeigt, beanspruchen. Berechnungsverfahren, die diese Kraftverteilung in irgendeiner vereinfachten Form berücksichtigen, sind noch nicht bestätigt worden.

Aus diesem Grunde veranlaßte die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Duisburg auf Initiative von Herrn Oberregierungsbaurat Ruschenburg die Abteilung Erd- und Grundbau der Bundesanstalt für Wasserbau, Modellversuche durchzuführen und festzustellen, wie die aus einer massiven Kaimauer kommenden Kräfte durch den Untergrund auf eine vorgeschlagene Stahlsplundwand übertragen werden. Nachdem durch einen besonderen Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr, Abteilung Wasserbau, die Mittel für die Beschaffung der erforderlichen Geräte bereitgestellt waren und nachdem die Hafenverwaltungen der Stadt Krefeld und der Stadt Düsseldorf, die Bergbau-A. G. Oberhausen, das Hüttenwerk Rheinhausen und die Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, sich bereiterklärten, sich an den Kosten für die Versuche zu beteiligen, wurden diese Versuche Mitte 1955 begonnen.

In dem vorliegenden Bericht werden die bisherigen Versuche und ihre Ergebnisse gebracht und zur Diskussion gestellt. Die endgültige Schlußfolgerung bleibt einer späteren Veröffentlichung nach Abschluß der Versuche vorbehalten.

2. Verfahren

Bei den Modellversuchen war eine direkte Messung der auf die Spundwand wirkenden Erddrücke nicht möglich, da hierfür geeignete Meßgeräte fehlen. Es wurden daher die Verformungen der Wand an verschiedenen festgelegten

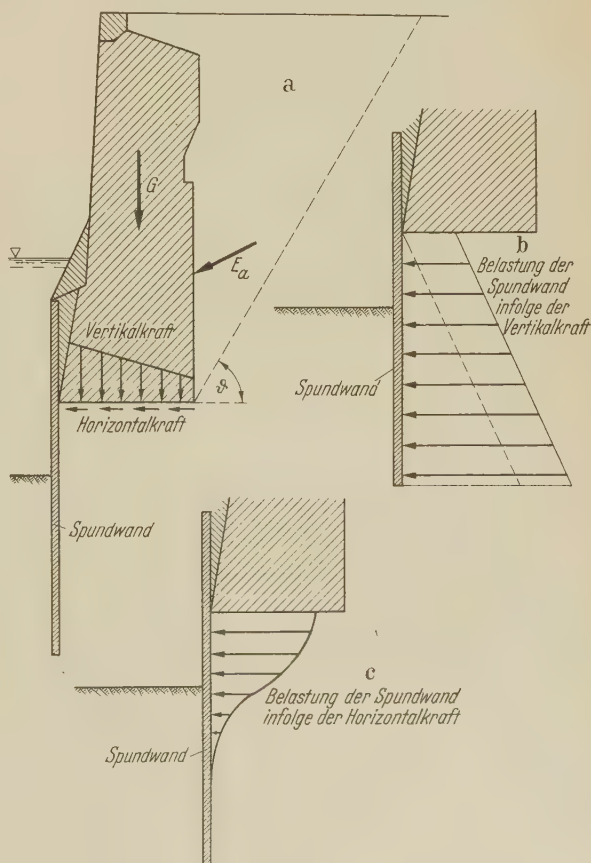


Abb. 2. Schema der auf die Spundwand wirkenden Kräfte.

Stellen gemessen, aus denen die hier wirkenden Biegespannungen bei dem bekannten Elastizitätsmodul und die sie erzeugenden Biegemomente bei dem bekannten Widerstandsmoment der Wand sofort errechnet werden konnten.

Die einfachste Ermittlung der bei einem bestimmten Belastungszustand auf die Spundwand wirkenden Kräfte wäre durch eine zweimalige Differentiation der hierfür versuchsmäßig gefundenen Momentenlinien möglich. So könnte die Belastung der Spundwand aus der in der Mauersohle wirkenden horizontalen Kraft gefunden werden, wenn man sie getrennt für den Fall des Zusammenwirkens der horizontalen und vertikalen Kraft und für den Fall der alleinigen Wirkung der vertikalen Kraft in der Mauersohle bestimmen und die Differenz bilden würde.

Da die zweimalige Differentiation einer versuchsmäßig gefundenen Momentenlinie nur möglich ist, wenn die Meßstellen sehr eng beieinander liegen, und auch dann noch wegen der großen Empfindlichkeit dieses Verfahrens nicht ganz sichere Werte liefert [6 u. 1], ist dieser Weg vorerst nicht beschritten worden.

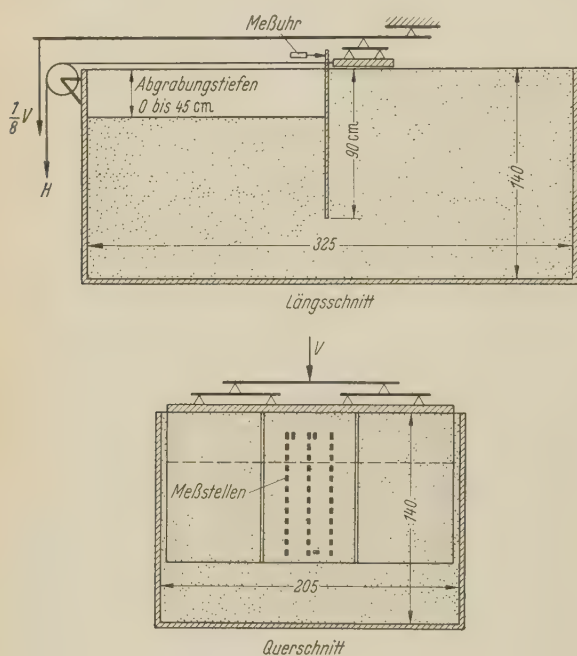


Abb. 3. Versuchseinrichtung.

Es wurden zunächst nur die gemessenen Momentenlinien für den tatsächlichen Belastungszustand mit denen aus Ersatzbelastungszuständen verglichen, die sich auf Grund von möglichen vereinfachten Berechnungsverfahren ergeben. Bisher sind zwei mögliche Berechnungsverfahren untersucht, und zwar der bereits erwähnte Fall, bei dem die Horizontalkraft aus der Mauer direkt auf die Spundwand in Höhe der Mauerunterkante wirkt, und der, bei dem die Horizontalkraft zwar auch direkt an der Spundwand, aber in verschiedenen Tiefen unterhalb der Mauer angreift.

3. Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in einem Kasten der Größe $2,05 \text{ m} \times 3,25 \text{ m} \times 1,40 \text{ m}$ durchgeführt (Abb. 3). Um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die seitlichen Wände weitgehendst auszuschalten, sind diese mit Glas belegt.

Die Modellwände bestehen aus 2 m breiten und 1 m hohen Stahlblechen. Bei den Vorversuchen wurden Blechstärken von 2 und 5 mm gewählt, bei den Hauptversuchen Dicken von 4 und 8 mm. Bei den Versuchen mit dem 4 mm-Blech wurde dieses in 3 nebeneinanderstehende Teile aufgeteilt und die Messungen nur in dem mittleren Teil durchgeführt, um ganz sicher zu gehen, daß eine mögliche Be-

einflussung der Versuchsergebnisse durch die seitliche Wand ausgeschaltet werden kann.

Zur Messung der Biegemomente in der Wand wurden 3 Reihen Dehnungsmeßstreifen (Tepic BP 2/120) geklebt, wobei der senkrechte Abstand der Meßstreifen 6,9 cm betrug. Diese Meßstreifen messen die Dehnungen der Wand an den Meßpunkten und ermöglichen bei bekanntem Elastizitätsmodul und bekanntem Widerstandsmoment der Wand die direkte Ermittlung der Momente. Da jeweils ein Meßstreifen an der Vorder- und ein zweiter an der Rückseite geklebt werden, wird der Temperatureinfluss ausgeschaltet, ebenso auch Dehnungen oder Kürzungen in der Längsrichtung der Wand.

Nach dem Kleben der Meßstellen wurde die Wand auf 2 Stützen statisch gelagert und durch eine Last in der Mitte belastet. Die gemessenen Momente konnten mit den errechneten verglichen werden und ergaben im Bereich der später im Modell gemessenen Spannungen eine sehr gute Übereinstimmung, so daß auch bei den Messungen in dem Modell die Gewähr besteht, daß die gemessenen Spannungen nicht etwa durch Vorspannungen im Blech gefälscht sind.

Die Mauer, die durch die Spundwand gesichert werden soll, ist bei den Versuchen durch eine Holzbohle dargestellt, auf die eine senkrechte und eine horizontale Kraft wirken. Die Unterseite der Bohle wurde mit Ölfarbe gestrichen. Auf den noch feuchten Anstrich wurde Sand aufgestreut, um nach dem Trocknen eine der Wirklichkeit entsprechende Rauigkeit zu erzielen. Die senkrechte Kraft wird durch eine Hebelübertragung erzeugt, die horizontale durch Gewichte hervorgerufen, die mittels eines Seilzuges auf die Bohle wirken (Abb. 3). Der in der Natur vorhandene Erdkörper hinter der Mauer konnte vernachlässigt werden, da dieser bei der steilen Lage der Gleitfläche keinen Einfluß auf die Belastung der Spundwand hat.

Der Versuchsboden ist ein trockener grob- und feinsandiger Mittelsand, dessen Porenvolumen in lockerster Lagerung $n_0 = 45,2\%$ und in dichtester Lagerung $n_d = 32,9\%$ beträgt. Er wurde jeweils in Lagen von 10 bis 15 cm Dicke eingebaut und gleichmäßig abgestampft. Die Schüttung wurde gleichzeitig zu beiden Seiten der Wand hochgezogen, um eine einseitige Beanspruchung der Wand zu vermeiden. Das jeweils erreichte Porenvolumen wurde laufend überprüft. Es betrug im Mittel $n = 36,6\%$. Daraus ergibt sich eine dichte Lagerung des Sandes mit einem Verdichtungsgrad von $D_v = 70\%$. Der für diese Lagerungsdichte im direkten Scherversuch ermittelte Winkel der inneren Reibung des Sandes betrug $\varphi = 38^\circ$.

Um die Frage einer möglichen Gewölbebildung zu klären, wurde bei einzelnen Belastungsstufen der Versuchskasten stark gerüttelt und daraufhin die Messung wiederholt und mit der vorhergehenden verglichen. Da beide gemessenen Momentenlinien stets übereinstimmten, muß angenommen werden, daß eine Gewölbebildung nicht aufgetreten ist.

Nach dem Einbau der Wand und ihrer beiderseitigen Verfüllung mit Sand wurde die Nullmessung durchgeführt. Dann wurde die zu dem jeweiligen Versuch gehörende Belastung aufgebracht und der Boden vor der Wand in Stufen abgegraben. Nach jeder Stufe wurden die Dehnungen der Wand an den insgesamt 75 Meßstellen und die Wandverschiebungen am Kopf der Wand gemessen. Die Messungen der Wandverschiebung erfolgten mit Meßuhren von 1/100 mm Genauigkeit.

Bisher wurden gemäß den Ausführungen im Abschnitt 2 die drei folgenden Belastungszustände untersucht:

1. Die die Mauer darstellende Holzbohle wird sowohl durch vertikale als auch horizontale Kräfte belastet (tatsächlicher Belastungszustand).

2. Die Holzbohle wird durch vertikale Kräfte belastet, während die horizontalen in Höhe der Mauersohle unmittelbar an der Spundwand angreifen (erster vereinfachender angenommener Belastungszustand).

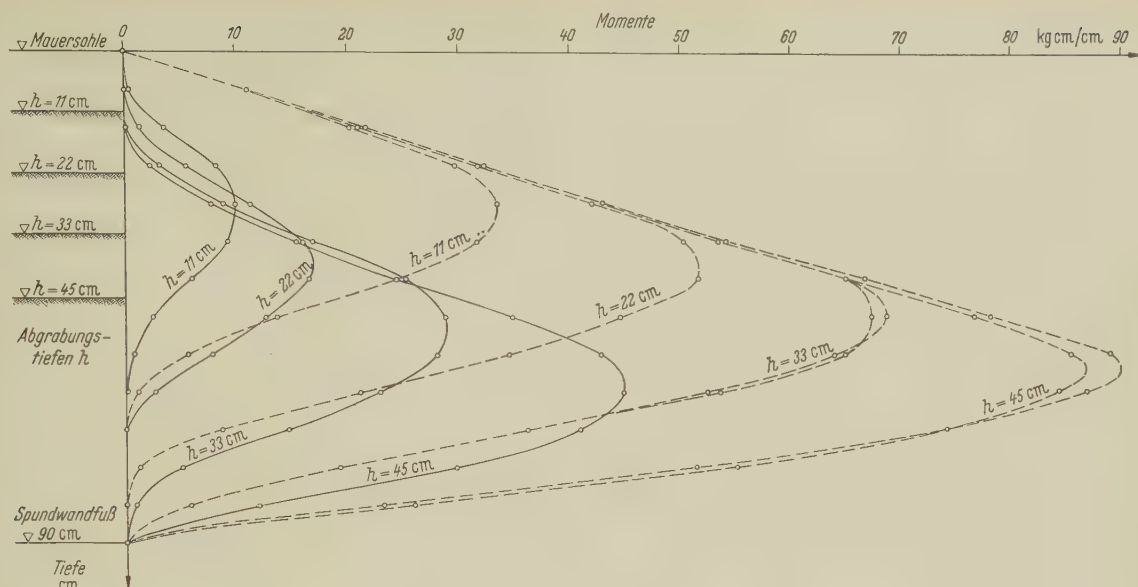


Abb. 4. Momentenlinien.

— tatsächliche Belastung; — — — Belastung durch direkten Angriff der H-Kraft auf die Spundwand in Höhe der Mauersohle.

3. Die Holzbohle wird durch vertikale Kräfte belastet, während die horizontalen wohl auch unmittelbar an der Spundwand, aber in verschiedenen Tiefen unterhalb der Mauersohle angreifen (zweiter vereinfachend angenommener Belastungszustand).

4. Modellgesetz

Die Verschiebungen einer Wand bei Erreichen des Grenzzustandes der Erddrücke stehen in einem bestimmten Verhältnis zur Wandhöhe. Terzaghi gibt hierfür auf Grund von Versuchen mit trockenem Sand bei aktivem Erddruck ein lineares Verhältnis an [3 u. 5]. Für den passiven Erddruck ist nach den Forschungsergebnissen von Franzius die Verschiebung proportional der Quadratwurzel aus der dritten bis fünften Potenz der Wandhöhe [2 u. 3].

Damit bei den Modellversuchen, die etwa im Maßstab 1:10 durchgeführt werden, die tatsächliche Beziehung zwischen Wandverschiebung und Erddruck erhalten bleibt, müssen die Wanddicken und die absoluten Größen der horizontalen und vertikalen Kräfte der Mauer entsprechend gewählt werden. Bei den hier beschriebenen Versuchen ist nach der üblichen Auffassung [4, 6 und 7] mit einer linearen Beziehung zwischen Wandhöhe und Wandverschiebung zum Erreichen des Grenzzustandes gerechnet. Das bedeutet, daß die Biegelinien und damit auch die Krümmungsradien in der Natur und im Modell einander ähnlich sein müssen. Aus der Gleichung für den Krümmungsradius ϱ

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E \cdot I}$$

ergibt sich

$$\frac{M_{\text{Natur}}}{E \cdot I_{\text{Natur}}} = \frac{1}{n} \frac{M_{\text{Modell}}}{E \cdot I_{\text{Modell}}}$$

bzw.

$$\frac{\sigma_{\text{Natur}}}{\sigma_{\text{Modell}}} = \frac{1}{n} \frac{h_{\text{Natur}}}{h_{\text{Modell}}}$$

Hierbei ist $h/2$ der Abstand der neutralen Achse von der Randfaser.

Um dieses Spannungsverhältnis im Modell und in der Natur zumindest der Größenordnung nach zu verwirklichen, wurden nach überschläglichen Vergleichsrechnungen für die verschiedenen vorher gewählten Wanddicken und Abgrabungstiefen die absoluten Größen der Horizontal- und Vertikalkräfte, die aus der Mauer kommen, errechnet. Das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Kraft wurde konstant gehalten und war bei einer Versuchsserie zu 1:1,5 und bei einer anderen zu 1:3 gewählt.

5. Versuchsergebnisse

In Abb. 4 sind für eine Versuchsreihe die gemessenen Biegemomente für die im Abschnitt 3 unter 1—2 beschriebenen Belastungszustände (tatsächlicher Belastungszustand und erster vereinfachend angenommener Belastungszustand) für verschiedene Abgrabungstiefen von 11, 22, 33 und 45 cm aufgetragen. Die durch die Mauer übertragene vertikale Kraft betrug 225 kg/m und die horizontale 150 kg/m. Die Stärke der Spundwand betrug 8 mm, ihre Höhe 90 cm. Soweit Einzelversuche wiederholt wur-

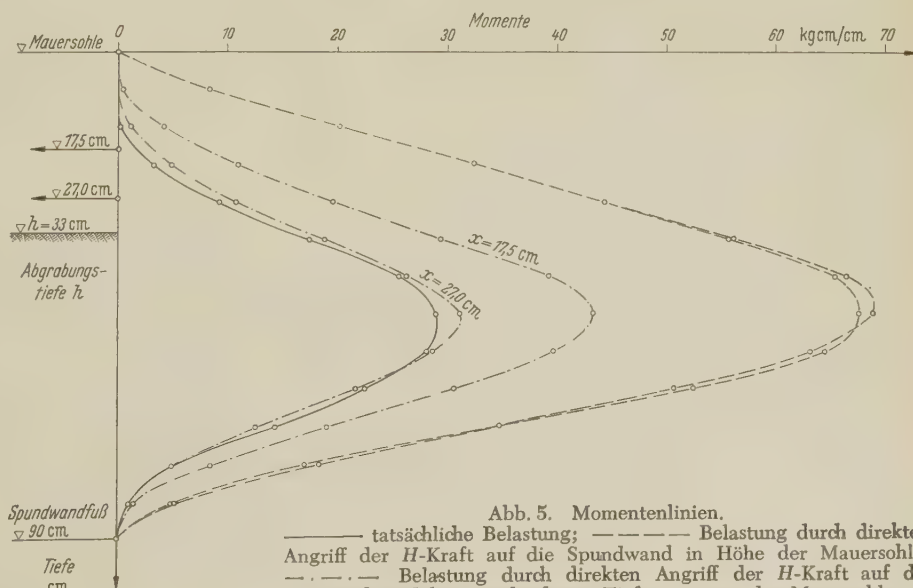


Abb. 5. Momentenlinien.

— tatsächliche Belastung; — — — Belastung durch direkten Angriff der H-Kraft auf die Spundwand in Höhe der Mauersohle; — — — Belastung durch direkten Angriff der H-Kraft auf die Spundwand bei verschiedenen Tiefen x unter der Mauersohle.

den, sind beide Momentenlinien eingetragen, die hier eine gute Übereinstimmung ergeben.

Vergleicht man die Momente bei gleicher Abgrabungstiefe, aber verschiedener Belastungsart, so sieht man, daß die Momente aus der gewählten ersten vereinfachten Belastung 2—3,4fach so groß sind wie die der tatsächlichen Belastung, wobei das Verhältnis bei größer werdender Abgrabungstiefe kleiner wird. Die maximalen Momente bei beiden Belastungszuständen liegen etwa in gleicher Höhe unter Mauersohle.

Bei den bisher durchgeführten Versuchen mit anderen Größen und anderen Verhältnissen der horizontalen und vertikalen Kraft als in Abb. 4 angegeben, wurde ein ähnlicher Kurvenverlauf festgestellt. Die Verhältnisse der Momente bei direkter Belastung der Wand zu denen bei der tatsächlichen lagen zwischen 1,5 und 4,5. Die niedrigen Werte traten bei kleinen absoluten Größen der horizontalen und vertikalen Kraft auf, vermutlich deshalb, weil dieses Verhältnis bei immer kleiner werdenden absoluten Größen der horizontalen und vertikalen Kraft auf 1 zu-

schrieben durchgeführt, die ähnliche Kurven wie bei Abb. 4 und 6 ergaben.

6. Bisherige Schlußfolgerungen

Die bisherigen Versuche ergaben:

1. Die Momente aus der tatsächlichen Belastung sind bedeutend kleiner als die bei einem angenommenen direkten Angriff der horizontalen Kraft auf die Spundwand in Höhe der Mauersohle. Nach zusätzlichen Versuchen mit anderen Wandsteifigkeiten und Belastungen durch die Mauer soll aus den Gesamtergebnissen ein Verhältnis der Momente von der tatsächlichen zu der angenommenen direkten Belastung der Spundwand durch die Horizontalkraft in Höhe der Mauersohle gewonnen werden, das für die praktisch vorkommenden Fälle anwendbar ist. Aus Grund der bisherigen Versuche unter Berücksichtigung des Modellgesetzes und der Größe der wirkenden Kräfte wird ein Mindestverhältnis 1 : 2 vermutet.

2. Wenn die horizontale Kraft als unterhalb der Mauersohle angreifend angenommen wird, so stimmt für eine

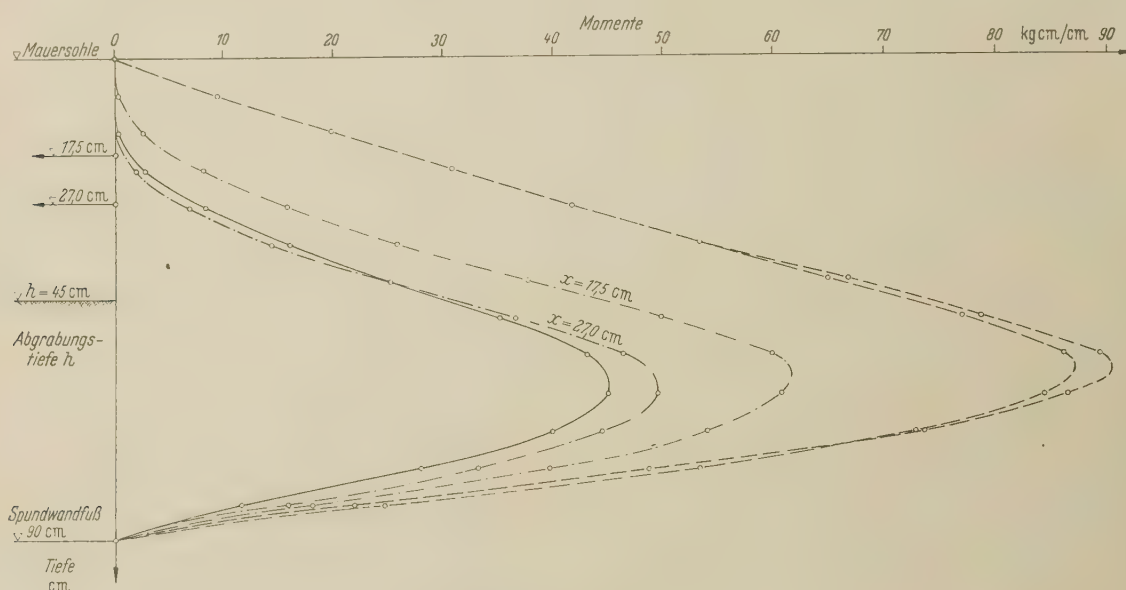


Abb. 6. Momentenlinien.

— tatsächliche Belastung; — — — Belastung durch direkten Angriff der H-Kraft auf die Spundwand in Höhe der Mauersohle; - - - - - Belastung durch direkten Angriff der H-Kraft auf die Spundwand bei verschiedenen Tiefen x unter der Mauersohle.

strebt. Die Verhältniszahlen der Momente waren auch wie bei Abb. 4 bei größer werdender Abgrabungstiefe kleiner.

In Abb. 5 und 6 sind die gemessenen Biegemomente für die im Abschnitt 3 unter 1 und 3 beschriebenen Belastungszustände (tatsächliche Belastung und zweiter angenommener Belastungszustand) für die Abgrabungstiefen 33 und 45 cm, und zwar jeweils bei Lage des Angriffspunktes der direkt wirkenden Kraft in Höhe der Mauersohle und 17,5 bzw. 27,0 cm unter ihr, aufgetragen. Die Größen der vertikalen und horizontalen Kräfte sind dieselben wie bei dem in Abb. 4 dargestellten Versuch.

Der Vergleich der Momentenlinien bei verschiedenen Tiefen der Angriffspunkte der horizontalen Kraft mit der aus der tatsächlichen Belastung zeigt, daß mit tieferliegenden Angriffspunkten die entsprechende Momentenlinie sich der tatsächlichen nähert. Bei 33 cm Abgrabungstiefe und bei Angriff der Kraft in 27 cm unterhalb der Mauersohle deckt sich die Momentenlinie fast mit der tatsächlichen.

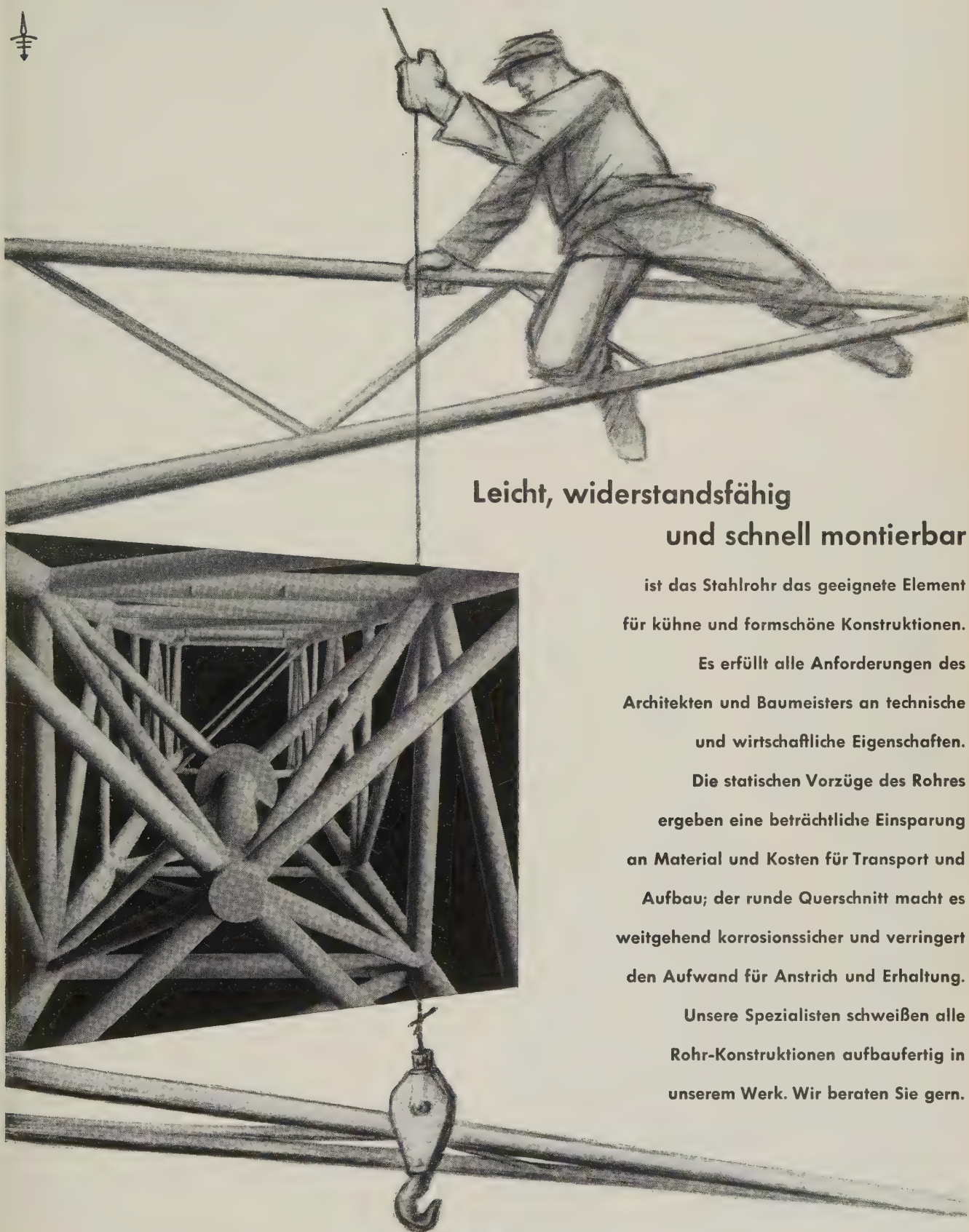
Auch für den zweiten angenommenen Belastungszustand wurden Versuche mit anderen Größen und Verhältnissen der horizontalen und vertikalen Kräfte als oben be-

ganz bestimmte Tiefe die Momentenlinie mit der tatsächlichen Belastung annähernd überein. Die Frage, wo bei praktischen Fällen diese Tiefe anzunehmen ist, kann erst nach weiteren Versuchen mit anderen Wandsteifigkeiten und Kräften geklärt werden.

Der Verfasser möchte an dieser Stelle Herrn Oberregierungsbaurats Ruschenburg für die Anregung zu den Versuchen und seine Unterstützung und Herrn Dr. Davidenkoff für seine Mitarbeit danken.

Literatur

1. Blum: Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken. Berlin 1951.
2. Franzius: Bauingenieur 9 (1928) S. 787.
3. Grundbautaschenbuch, Band I, Berlin 1955.
4. Rowe: Anchored sheet-pile walls. Proc. Inst. Civ. Eng. (1952), Nr. 1, S. 27.
5. Terzaghi: Large retaining-wall tests. Eng. News-Record, 112 (1934), S. 136.
6. Tschebotarioff: Determination from bending strain measurements of the distribution of lateral earth pressures against model flexible bulkhead. Géotechnique 1 (1953), Nr. 2.
7. Tschebotarioff: Lateral earth pressure on flexible retaining walls. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 74 (1948), Nr. 1, S. 9 und Disk. in Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 74 (1948), Nr. 6, S. 103 und Nr. 8, S. 1415 und 75 (1949), Nr. 5, S. 601.



Leicht, widerstandsfähig und schnell montierbar

ist das Stahlrohr das geeignete Element
für kühne und formschöne Konstruktionen.

Es erfüllt alle Anforderungen des
Architekten und Baumeisters an technische
und wirtschaftliche Eigenschaften.

Die statischen Vorzüge des Rohres
ergeben eine beträchtliche Einsparung
an Material und Kosten für Transport und
Aufbau; der runde Querschnitt macht es
weitgehend korrosionssicher und verringert
den Aufwand für Anstrich und Erhaltung.

Unsere Spezialisten schweißen alle
Rohr-Konstruktionen aufbaufertig in
unserem Werk. Wir beraten Sie gern.

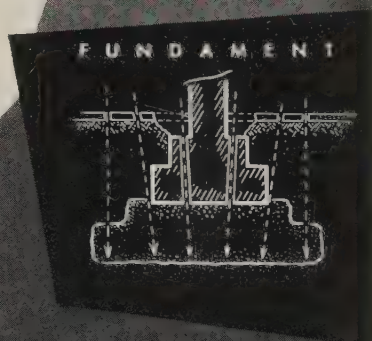


PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF

Injektionen

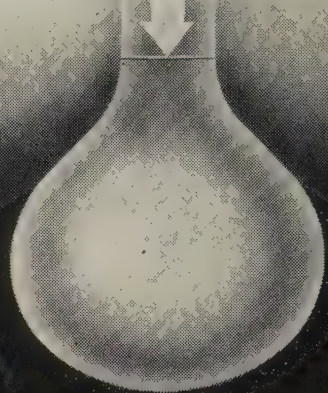
zur
ABDICHTUNG
und
VERFESTIGUNG
mit Zement
Ton und
Chemikalien
Joosten-Verfahren
Monosol-Verfahren



GEBHARDT & KOENIG-
DEUTSCHE SCHACHTBAU GMBH.
ESSEN · WESTENDHOF 11 · RUF: 2 35 54 / 56

LORENZ

BETON-BOHRPFAHL



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN · WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LÜBECK · HAMBURG · KIEL

ANTISOL

schützt
den Frischbeton vor:

**Sonne, Regen,
Wind**

erspart Nachbehandlung mit:

**Strohmatte,
Sonnendüchern,
Berieselung**

PLASTIMENT

G. m. b. H.

KARLSRUHE

Postfach 200 · Tel. 2 68 23

Berechnung der Brunnenrohre für 300 m tiefe Absenkbrunnen im Braunkohlentagebau

Von Dr.-Ing. R. Oettel, Grefrath ü. Frechen

Übersicht. Hauptabmessungen der Brunnen sowie der Größe zu erwartenden Bodendrücke. Wahl der Wandstärken und Abzünge bei Vollrohren mit Rücksicht auf Quetschen und Abheulen. Zweckmäßige Anordnung der Schlitzlöcher in den Filterrohren und deren Verhalten bei äußerem Überdruck.

Zum Entwässern der Grubenfelder unserer Tieftagebaue und Absenken des Grundwasserspiegels ist eine größere Zahl Brunnen von Tiefen bis zu 300 m vorgesehen. Sie werden mit Vollwandrohren und zu etwa $\frac{1}{3}$, namentlich in den tieferliegenden, trinkbares Wasser führenden Schichten, mit Filterwandrohren ausgekleidet. Die Rohre haben eine lichte Weite von 800 mm. Die Schlitzlöcher der Filterwandrohre sollen nur 2 bis 2,5 mm breit sein. Außerdem sollen sich die Schlitzkanäle nach dem Rohrerhöhen zu erweitern, um Festklemmen eingespülter Fremdkörper und daraus folgende Verstopfung auszuschließen. Die Summe der Schlitzöffnungen soll einen Anteil von wenigstens 12% der Innenwand des Filterrohres ausmachen. Die Abmessungen der Rohre wurden mit Rücksicht auf die Pumpen gewählt. Je nach der Stufenzahl haben die Tauchpumpen bei einer Fördermenge von 5 m³/min Förderhöhen von etwa 25, 50 und 80 m. Die Abzünge von Pumpe und Antriebsmotor ist je nach dem Bauplan 5 bis 7,5 m, der größte Durchmesser 500 bis 530 mm. Die Elektromotoren arbeiten bei einer Spannung von 865 V und leisten bei der Nennzahl $n = 1470/\text{min}$ 260 bis 35 kW.

Größe der zu erwartenden Bodendrücke

Die Rohre sollen so formstief sein, daß sie im Brunnen durch den Druck der hinterfüllten Filterkiesschicht und des Gebirges nicht nennenswert eingedrückt werden und reichen Spielraum zum Ein- und Ausfahren der Pumpe gewährleisten. Dazu sollen sie einen Außendruck von 25 atü aushalten können. Die Festlegung des Druckes, dem die Rohre widerstehen müssen, ist schwierig. Eine Reihe von Versuchsreihen, die sich gegenseitig teilweise aufheben, hat Einfluß.

Ist eine Bodenmasse durch kiesige oder krümelige Beschaffenheit in sich beweglich, so kommt sie, grob und zeitweilig betrachtet, einer trägen Flüssigkeit nahe. Solches trifft für aufgeschüttete Böden zu, die sich im Laufe von Jahren verdichten. Das Setzen und damit die Bewegung im Bodeninnern klingt mit der Zeit ab. Die innere Bewegung aber, mit der sich ausgeschüttetes Wasser im Bruchteil einer Sekunde, zäher Honig in Minuten, stückiger Asphalt bei Zimmertemperatur in Tagen einlagern und ausgleichen, spielt sich analog in Böden erst im Verlauf von Jahren und Jahrzehnten ab. Dabei vollzieht sich der Ausgleich wegen der inneren Reibung überhaupt nicht vollständig. Soweit Reibung und Kohäsion (= Festigkeit) des Gebirges ausreichen, können sich örtliche Bodenspannungen jederzeit bilden oder verstärken, bevor eine Bewegung einsetzt oder sich fortsetzt. Da zudem die Reibung in der Ruhe größer als in der Bewegung zu sein pflegt, erfolgen Ausgleiche ruckweise und mit längeren Unterbrechungen. Selbst nach einer erfolgten Verlagerung verbleiben Restspannungen. Geringe Änderungen der Reibung oder des spezifischen Gewichtes in den Bodenmassen können in folgedessen größere Wirkungen auslösen. Je größer Reibung und Kohäsion sind, desto mehr entfernen wir uns von unserer Betrachtung von dem Vergleichsbild der Flüssigkeit, selbst wenn wir noch so große Zeiträume einbeziehen. Diese Einsicht wird deutlich, wenn wir uns vergegenwärtigen, daß es Reibung und Festigkeit sind, die uns in den Stand setzen zu bauen, und überhaupt sowohl die natürliche, wie auch künstliche, unebene Gestaltung der Erdoberfläche ermöglichen.

Während für ausgeglichenen, homogenen Boden eine obere Grenze für den inneren Bodendruck p durch das hydrostatische Gesetz

$$p = \gamma \cdot h$$

gegeben ist (γ = spezifisches Gewicht und h = Tiefe), kann diese Grenze überschritten werden, wenn das Bohrloch durch ein Gebiet erhöhter Spannung geführt wird. Es kann sein, daß dabei eine Bodenbewegung ausgelöst wird, die durch Einstürze das Weiterbohren unwirtschaftlich macht. Andererseits können aber auch durch den hydrostatischen Druck des mit Wasser oder Trübe aufgefüllten Bohrloches Wandungseinbrüche noch verhindert worden sein. Im späteren Betrieb werden an solchen Stellen die Brunnenrohre ausnahmsweise hoch beansprucht. Die Tatsache, daß die Wandung eines Bohrloches ohne Verrohrung unter dem hydrostatischen Druck der Wasserfüllung standhält, besagt praktisch, daß zum mindesten in der ersten Zeit der Druck auf die Auskleidung nicht höher als der Wasserdruk sein kann. Obwohl die Bohrlöcher mit einem Durchmesser von 1,2 m absolut gesehen groß sind, ist die Störung, die sie auf den gewachsenen Boden ausüben, verhältnismäßig gering. Wie ein Gewölbe trägt die umgebende Erdmasse, die den Rohrlochmantel bildet, die Spannungen, welche durch den fehlenden Bohrlöcher auftreten. Die Brunnenauskleidung wird so entlastet. Die Brunnenrohre werden erst dann beansprucht, wenn die umgebende Bodenmasse nachgibt.

Welchen Einfluß die Feuchtigkeit auf Ton, den gefährlichsten Bestandteil für die Standfestigkeit unseres Bodens, in den wir die Tiefbrunnen zu treiben haben, ausübt, wird mit folgendem Laborversuch veranschaulicht:

In einen Zylinder (Abb. 1) wurde einmal erdfeuchter, plastischer, zum anderen lufttrockener, kaum plastischer Ton

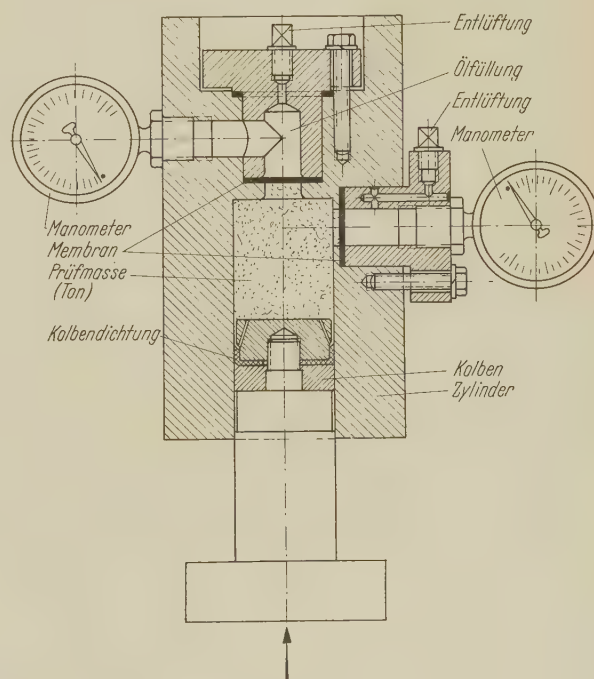


Abb. 1. Versuchseinrichtung zur Druckübertragung in Bodenmassen.

gefüllt und durch den lotrecht laufenden Kolben unter stufenweise gesteigerten Druck gesetzt. An Bohrungen in Zylinderboden und Wandung wurde der Fortpflanzungsdruck gemessen, unter dem die Tonmasse lotrecht bzw. waagrecht auszutreten bestrebt war. Dabei wurde auf jeder Druckstufe die Last 3 Minuten lang gehalten, damit sich der Spannungsausgleich innerhalb der Tonmasse vollziehen konnte. Trotz der Unvollkommenheit der Versuche — der Zylinder hatte nur 50 mm Durchmesser — zeigten sie doch deutlich die Tendenz, daß auch unter hohen Drücken, wie sie in unterirdischen Schichten vorkommen, Ton nach Wasserentzug seine Gleiteigenschaften einbüßt, und daß er in lufttrockenem Zustand vermöge ge-

steigerter, innerer Reibung große Spannungsunterschiede bewegungslos aufnehmen kann. In Abb. 2 ist über dem Kolbendruck der Druckverlust aufgetragen, der ein Maß für die Spannungserhöhung ist, die der Boden aufnehmen kann, ohne sich zu verformen. Unten rechts ist das Span-

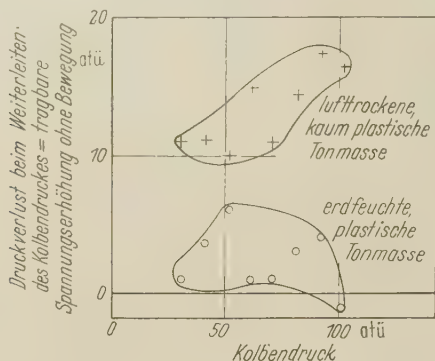


Abb. 2. Tragbare Spannungserhöhungen von trockener gegenüber erdfeuchter, unter hohem atmosphärischem Druck stehender Tonmasse auf Grund eines Laborversuches.

nungsfeld des erdfeuchten Tons. Dieser Ton wurde einem Bohrkern entnommen und schnellstens durch Umschließen mit Stearin vor Austrocknung geschützt. Die Stearinhaut wurde erst entfernt, als der Ton in die Versuchseinrichtung gefüllt wurde. Er verhält sich zwar nicht wie eine ideale Flüssigkeit, bei welcher der Spannungsverlauf Null wäre, aber immerhin ist der Druckverlust klein. In trockenem Zustand kann der Ton, wie Abb. 2 zeigt, höhere Spannungen aufnehmen, ehe er sich verformt.

Es ist anzunehmen, daß mit der von Jahr zu Jahr fortschreitenden Absenkung des Grundwasserspiegels eine Verfestigung und Sicherung der oberen Umgebung der Tiefbrunnen und eine Entlastung der unteren Bodenmassen verbunden ist. Geht man davon aus, daß das Bohrloch ohne Verrohrung unter dem hydrostatischen Druck der Wasserfüllung gehalten hat, so dürfte eine Auskleidung, die einem solchen Außendruck genügt, auch auf die Dauer halten.

Da größere Bodenerhebungen in der näheren Umgebung nicht vorhanden sind, erübrigt es sich, stärkere artesische oder gar Geschiebewirkungen in die Betrachtung einzubeziehen, von unberechenbaren, tektonischen Ereignissen ganz zu schweigen.

Beanspruchung durch Längszug

Neben dem äußeren Überdruck müssen die Rohre den Längszug aushalten können, der durch das Eigengewicht der Rohre während des Einhängens wirkt. Durch den Auftrieb vermindert sich die Rohrlast um das Gewicht des verdrängten Wassers. Sind die Rohre einmal eingebaut, so sind die Zugspannungen von geringer Bedeutung, da der nachdrängende Boden die Rohre in Längsrichtung stützt.

Druckfestigkeit der Rohrwandung

Um dem Druck von $p = 25$ atü, entsprechend 250 m Tiefe, zu widerstehen, müssen die Wandungen der Brunnenrohre zunächst eine genügende Druckfestigkeit haben. Die größte Ringspannung (tangential) σ_t errechnet sich aus¹

$$\sigma_t = - \frac{2 p \cdot r_a^2}{r_a^2 - r_i^2} \quad (1)$$

Darin bedeuten r_a = äußerer Halbmesser, r_i = innerer Halbmesser.

Das negative Vorzeichen besagt, daß die Rohrwandung

$$\sigma_t = - \frac{2 p \cdot r_a^2}{r_a^2 - r_i^2}$$

in Ringrichtung eine Druckbeanspruchung erfährt. Es kann

¹ Hütte I, 27. Auflage, S. 675.

fortfallen, wenn man unter σ Druckspannungen versteht. Führt man die Wanddicke $s = r_a - r_i$ ein, so folgt Gl. (1)

$$p = \sigma s \frac{r_i + s/2}{(r_i + s)^2}$$

Für dünnwandige Rohre genügt es, vereinfacht $\sigma_t = -p r/s$ und $p = \sigma s/r_i$

zu rechnen.

Beulfestigkeit unter Außendruck

Die Höhe des kritischen Außendruckes p_k , unter dem Rohre einbeulen, hängt von der Gestalt (innerer Rohrdurchmesser $2r$, Stützweite l , Wanddicke s), den elastischen Eigenschaften des Baustoffes (Elastizitätsmodul E , Querdehnungsverhältnis μ) und der Zahl der sich beim Einbeulen bildenden Wellen (Abb. 3) ab.

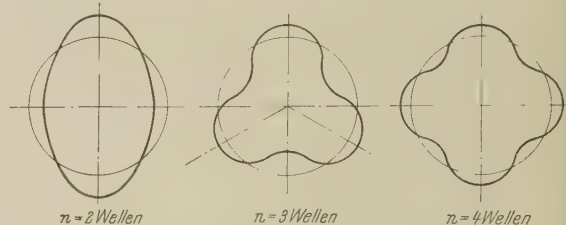


Abb. 3. Beulformen von Hohlzylindern.

Der kritische Außendruck p_k lautet nach R. von Mises [Z. VDI 58 (1914) S. 753, Gl. D]²

$$p_k = \frac{E}{(n^2 - 1) \left\{ 1 + \left(\frac{n l}{\pi r} \right)^2 \right\}} \cdot \frac{s}{r} + \frac{E}{12 (1 - \mu^2)} \left\{ n^2 - 1 + \frac{2 n^2 - (1 + \mu)}{1 + \left(\frac{n l}{\pi r} \right)^2} \right\} \frac{s^3}{r^3}$$

n ist die Anzahl der beim Einbeulen längs des Umfangs entstehenden Wellen (Abb. 3).

Es gilt also für beliebige Beulformen $n = 2, 3, \dots$, für verschiedene Stützweiten $l = 4, 3, 2, 1$ und $0,5$ m, um diejenige Wanddicke s zu finden, von der ab Beullast $p_k = 25$ atü ist. In Gl. (4) sind E und μ konstant. Werden für r und l hintereinander fest Zahlenwerte eingesetzt, so verbleibt eine Funktion $p_k = f(s, n)$. Es sind diejenigen n -Werte maßgebend,



Abb. 4. Kritischer Beuldruck p_k in Abhängigkeit von der Wanddicke s bei unterschiedlicher Beulform ($n = 2, 3, \dots$ Wellen)

² Man vgl. hierzu auch W. Flügge: Ing.-Archiv 3 (1932) S. 10 oder K. Girkmann: Flächentragwerke, 3. Aufl., Wien 1954, S. 10. Die Gl. (4) unterscheidet sich nur unwesentlich von den dort erhaltenen Ergebnissen.

bei niedrigstem Außendruck p_k zum Einbeulen führen. Zur Veranschaulichung ist in Abb. 4 die Kurvenschar $p_k = f(s, n)$ mit der Abszisse s , Ordinate p_k und dem Parameter n aufgetragen. Die Umhüllende faßt die niedrigsten kritischen Außendrucke p_k bei beliebigen Beulformen zusammen. Eine Schar solcher Umhüllenden für die Stützweiten $l = 0,5; 1; 2; 3; 4$ und ∞ m sind

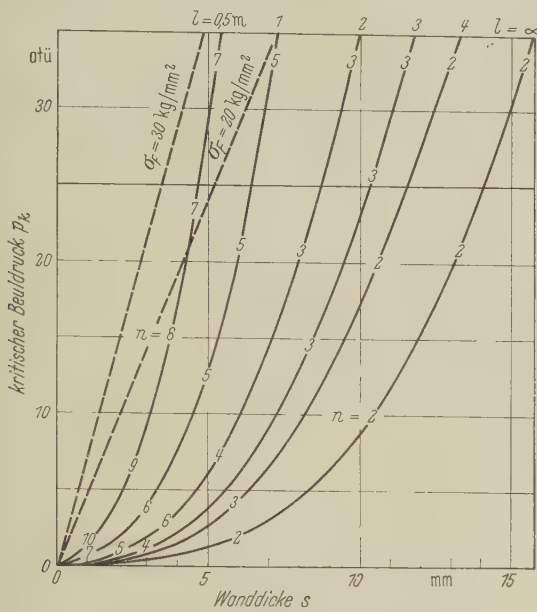


Abb. 5. Kritischer Beuldruck p_k von Stahlrohren mit 40 cm Halbmesser und verschiedenen Stützweiten l , dargestellt durch die Schar der Umhüllenden, von denen jede die Minima kritischer Beuldrücke p_k bei beliebigen Beulformen n zusammenfaßt.

in Abb. 5 zusammengestellt. Die Wellenzahl n ist dort angeschrieben, wo sich die Umhüllende an die bezeichnete Eingehüllte schmiegt. Man erkennt, daß die maßgebenden n -Werte um so höher liegen, je kleiner l und s im Vergleich zu r sind.

Nur für unbegrenzte Stützweite $l = \infty$ decken sich Umhüllende und Eingehüllte $n = 2$. Gl. (4) vereinfacht sich dann zu

$$p_k = \frac{0,25 E}{1 - \mu^2} \frac{s^3}{r^3} \quad (5)$$

Die Gl. 4 für p_k gilt nur im elastischen Bereich. Die Einbeulkurven sind daher noch oben abzugrenzen. Hierzu kann Gl. (2) jeder Wanddicke s denjenigen Außendruck p zuordnen, der eine Ringspannung in Höhe der Quetschgrenze erzeugt. In Abb. 5 wurden die entsprechenden Kurven für die Quetschgrenzen $\sigma_F = 20$ und 30 kg/mm^2 eingezeichnet. Aus Abb. 5 läßt sich (bei Annahme eines idealplastischen Werkstoffes) auch entnehmen, wie groß die Wanddicke s für beispielsweise $p_k = 25 \text{ atü}$ gewählt werden muß, damit σ_F nicht überschritten wird und das Rohr nicht einbeult. Die Kurven $l = 0,5 \text{ m}$, 1 m usw. lassen erkennen, in welchem Abstand der Rohrmantel durch Ringrippen gestützt werden muß, damit die Rohre nicht einbeulen.

Filterwandrohre bei Außendruck

Wird der Rohrmantel mit Filterschlitzlöchern versehen, so verliert er an Festigkeit und Beulwiderstand. Da die Filteröffnungen nur 2 bis 2,5 mm weit sein dürfen, müssen sie länger als breit angelegt werden. Die Schlitzlöcher lassen sich auf dem Rohrmantel in Achsrichtung oder Ringrichtung anordnen. Werden 12 % freie Filteröffnung gefordert und wird berücksichtigt, daß etwa $\frac{1}{4}$ des Rohrmantels wegen Behinderung durch Nähte, Rippen und Flansche nicht geschlitzt werden kann, so muß der

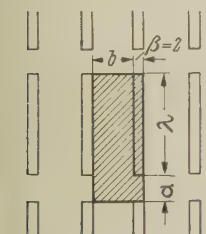


Abb. 6. Flächenelement des Rohrmantels mit einem Filterschlitz.

schlitzbare Teil des Mantels $\frac{4}{3} \cdot 12 = 16\%$ freie Filteröffnung erhalten.

Zur Abschätzung der Schwächung des Rohrmantels stellt man sich die Mantelfläche in Elemente aufgeteilt vor (Abb. 6), von denen jedes einen Schlitz enthält. Mit den Bezeichnungen Abb. 6 ist die freie Filteröffnung

$$f = \frac{2 \cdot \lambda}{(b + 2)(a + \lambda)} = 0,16.$$

Nach a aufgelöst, ergibt sich

$$a = \frac{10,5 - 6}{b + 2} \cdot \lambda.$$

Für verschiedene Stegbreiten b breitseits der Schlitz ergeben sich für bestimmte Schlitzlängen λ die Stegbreiten a in Längsrichtung der Schlitz (Tabelle 1). Allzu schmale Stege sind praktisch kaum zu verwirklichen, größere Steg-

Tabelle 1. Stegbreiten a und b bei 2 mm Schlitzbreite und 16 % freier Filteröffnung, Schwächung des Mantelquerschnitts.

b	mm	2	4	6	7	8	10
a/λ		2,13	1,08	0,563	0,389	0,250	0,0417
a für $\lambda = 30 \text{ mm}$		64	32	17	12	8	1,1
a für $\lambda = 40 \text{ mm}$		85	43	23	16	10	1,7
a für $\lambda = 50 \text{ mm}$		107	54	28	19	13	2,1
a für $\lambda = 60 \text{ mm}$		128	65	34	23	15	2,5
Längsschwächung $\frac{2}{b+2}$		0,50	0,33	0,25	0,22	0,20	0,17
Querschwächung $\frac{2}{a+\lambda}$		0,32	0,48	0,64	0,72	0,80	0,95

breiten als $b = 9 \text{ mm}$ kommen für freie Filteröffnungen mit $f = 16\%$ nicht mehr in Frage. Für die Fertigung eignen sich am besten Stegbreiten $b = 6$ bis 8 mm .

Wie aus Tabelle 1 ersichtlich, ist für die praktisch bedeutsame Schlitzabmessung die Schwächung quer zu den Schlitzlöchern etwa 3mal so groß als längs. Es wäre daher für beulsichere, mehr dickwandige Rohrmäntel konstruktiv günstig, die Schlitzlöcher in Richtung der größeren Beanspruchung, das ist in Ringrichtung, zu legen.

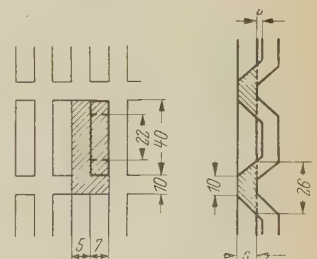


Abb. 7. Eingestanzte Filterschlitzbrücken.

Stanzen ist einfacher und billiger als Fräsen. Da das Ausstanzen von Schlitzlöchern, die schmäler als die Blechdicke sind, fertigungstechnisch schwierig wird, werden die Schlitzlöcher in zähe Bleche unter eingestanzten Schlitzbrücken gebildet. Aus der Betrachtung des Flächenelementes (Abb. 7) ergibt sich die freie Filteröffnung f des schlitzbaren Rohrmantels zu

$$f = \frac{2 \cdot 2 \cdot 22}{(5 + 7) \cdot (40 + 10)} = 0,147.$$

Der zur Schlitzbrücke umgeformte Blechstreifen beteiligt sich an der Übernahme von Beanspruchungen in der Rohrmantelfläche nicht mehr in dem Maße wie vordem. Die Brücke verhält sich gegen Biegen viel nachgiebiger als der gerade Streifen gegen Längsdehnen. In der Annahme, daß die Brücken nur zu einem Zehntel ihres früheren Tragvermögens mittragen, ergibt sich die Schwächung bei den Abmessungen Abb. 7 in Richtung der Schlitz zu $\frac{7 - 0,1 \cdot 7}{5 \cdot 7} = 0,525$ und quer zu den Schlitz zu $\frac{50 - (10 + 26)/2}{40 + 10} = 0,64$.

Diese Werte gelten für den Fall, daß die Schlitzbrücken nicht gegeneinander versetzt sind. Wird, wie bei den jetzigen Ausführungen, jeweils eine Reihe Schlitzbrücken gegenüber der Nachbarreihe um eine halbe Brückenteilung versetzt, so ist die Schwächung quer zu den Schlitzern noch weit größer als 0,64.

Festigkeit der Filterrohrmäntel

Infolge der Schlitzung haben dünne Blechmäntel von Filterwandrohren einen großen Teil ihrer Steifigkeit verloren. Infolgedessen muß ihr Blechmantel durch Rippen gestützt werden.

Wird der Mantel der Vollwandrohre mit einem druckfesten Gewölbe verglichen, so entspricht der der Filterwandrohre einem Netz, das wie bei einer Fischreuse an den Ringrippen angehängt ist (Abb. 8). Dabei haben die Rippen, verstärkt durch den Rohrmantelstreifen, auf dem sie angeschweißt sind, den Außendruck allein aufzunehmen und eine übermäßige Rohrverengung zu verhüten.

Das Filterblech erfährt in Richtung der Rohrachse Zugbeanspruchung. Die Blechstreifen zwischen den Schlitz-

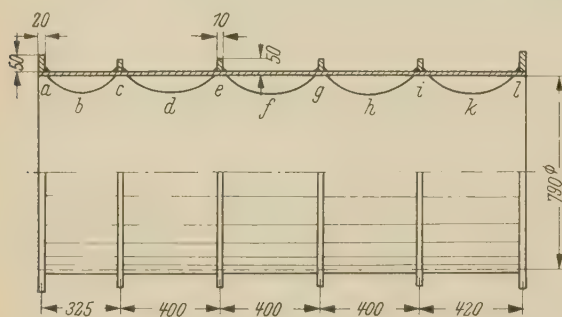


Abb. 8. Im Außendruckversuch verformtes Filterwandrohr aus Chrom-Stahl X 5 Cr 13.

reihen, die von Stützring zu Stützring parallel zur Rohrachse verlaufen, werden wie Seile durch den normal angreifenden Außendruck zu einer Kreislinie ausgezogen. Bei zunehmender Verformung geht, sofern die Belastung gleichbleibt, die Zugspannung in diesen Seilen mit wachsendem Durchhang zurück. Darüber hinaus erfahren diese Zugstrahlen aber auch noch eine gewisse seitliche Stützung, soweit das Filterblech noch Reste von Querfestigkeit, also in Ringrichtung, aufzuweisen hat. Eine solche Entlastung wäre besonders dann zu erwarten, wenn bei den zur Zeit üblichen Schlitzbrückenblechen von der Versetzung der Schlitzreihen abgesehen würde.

Festigkeitsrechnung dünner Filterblechmäntel

Die Berechnung des Rohrmantels auf Zugbeanspruchung in Achsenrichtung kann somit in folgender Weise vorgenommen werden:

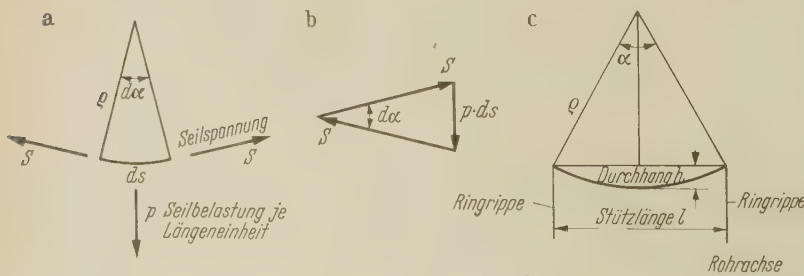


Abb. 9a. Seilelement ds .

Abb. 9b. Krafteck zum Seilelement ds .

Abb. 9c. Längsschnitt durch ein Feld des Blechmantels.

Alle Stellen eines Seiles seien normal und gleich stark belastet. Dann nimmt das Seil Kreisform mit dem Krümmungsradius ρ an. Aus Abb. 9a ist $\rho = ds/d\alpha$, aus Abb. 9b ist $S = p \cdot ds/d\alpha$.

Daraus folgt:

$$S = \rho p. \quad (6)$$

Der Durchhang der achsenparallelen Zugstrahlen im Rohrmantel ist nach Abb. 9c

$$(\rho - h)^2 + \frac{l^2}{4} = \rho^2 \text{ oder } \rho = \frac{h}{2} + \frac{l^2}{8h}. \quad (7)$$

Nach Abb. 7 ist die Breite eines Längsstreifens $= 5 + 7 \text{ mm}$. Davon ist der 7 mm breite Teil in laufender Wiederholung bogenförmig ausgewölbt. Rechnet man das Mittragen auf Zug wiederum zu 10 % des gleichen Streifens im gestreckten Zustand, so ergibt sich der tragende Querschnitt zu $(5 + 0,1 \cdot 7) \cdot s$ und auf die Einheit der Breite bezogen $F = 5,7 \cdot s/12$.

Mit Gl. (6), (7) sowie $\sigma = S/F$ ergibt sich

$$\sigma = \left(1,052 h + 0,263 \frac{l^2}{h} \right) \frac{p}{s}.$$

Solange der Durchhang nicht übermäßig groß wird, kann das Glied $1,052 \cdot h$ vernachlässigt werden. Mit $h = l/10$ bleibt die Minderung immer noch kleiner als 4 %. Für den praktischen Gebrauch genügt daher

$$\sigma \approx 0,263 l^2 p / h s. \quad (8)$$

Nutzenanwendung

Aus Gl. (8) ist zu entnehmen, daß Spannung σ und Durchhang h besonders durch kurze Stützweiten l niedrig gehalten werden können.

Weiter folgt: Betrachtet man ein bestimmtes Rohr, so sind Stützweite l und Mantelblechdicke s unveränderlich. Der Rohrmantel erfahre allmählich steigenden Außendruck. Solange der Mantel noch zylindrisch, d. h. nur elastisch verformt, also $h = \text{sehr klein}$ ist, steigt die Spannung σ bereits bei niedrigem Außendruck p stark an. Sobald σ die Streckgrenze erreicht hat, nimmt der Durchhang proportional mit dem Außendruck p zu, bis schließlich die Rohrwand reißt.

Die Größe des Durchhanges oder, vom Rohrinnen aus betrachtet, die Durchmesserverengung ist also ein Maß für den Außendruck. Das Rohr kann sozusagen als Gebirgsdruckmanometer dienen. Abb. 10 gibt Messungen an einem Filterwandrohr wieder, dessen Bauart und Abmessungen aus Abb. 8 zu ersehen sind und das bei starrer Länge unter steigendem äußeren Druck geprüft wurde. Die Streuung der Versuchspunkte, die sich besonders bei größerer Durchmesserverengung bemerkbar macht, erklärt sich daraus, daß die Rohrquerschnitte sich nur anfänglich konzentrisch, im späteren Verlauf des Versuches aber in Form unregelmäßiger Polygone verengt haben.

Bei Außendruckversuchen an ringversteiften, mit Schlitzbrücken versehenen Filterrohren wurde die dargelegte Rechnung bestätigt. Da größere Durchmesserverengungen das Aus- und Einfahren der Pumpen hindern, ist es ratsam, bei Filterrohren nicht auf Ringrippen zu verzichten.

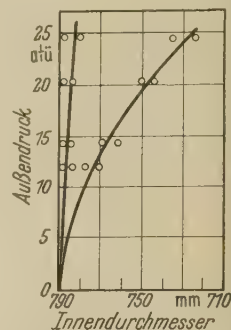


Abb. 10. Bleibende Durchmesserverengung des Filterwandrohres an und zwischen den Rippen unter steigendem, äußeren Wasserdruck.

Vom Bau der neuen Staumauer Cancano II di Fraële

Von Regierungsbauassessor Volker Wigand, Kiel.

Allgemeines.

In den italienischen Alpen ist der Ausbau der Wasserkräfte bekanntlich weit fortgeschritten. Zahlreiche bedeutende Kraftwerkgruppen und Speichersysteme, die in letzter Zeit errichtet wurden oder sich noch im Ausbau befinden, sind in der Fachwelt weitgehend bekannt geworden. Über die im Fraële-Tal, dem obersten Adda-Tal, nahe der Grenze zur Schweiz, derzeit in Ausführung begriffene große Kraftwerkanlage Premadio mit der gewaltigen Staumauer Can-

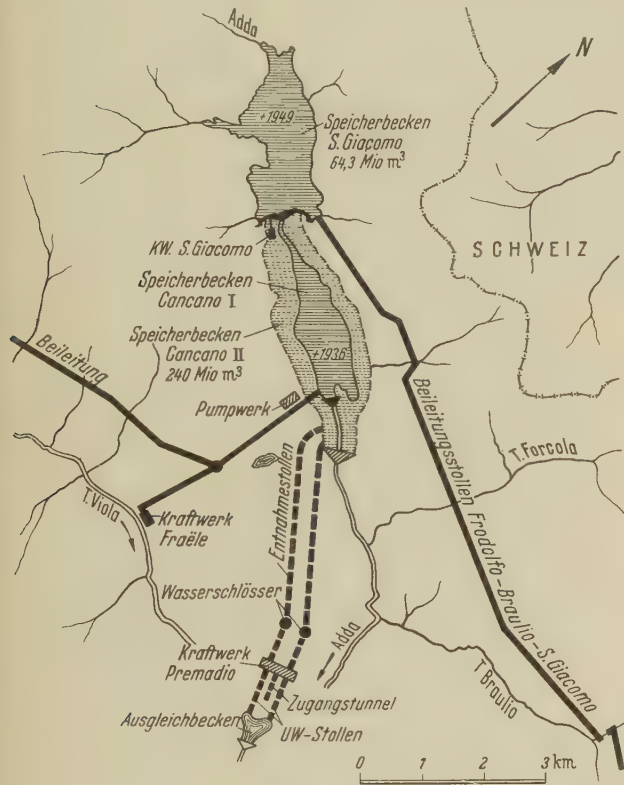


Abb. 1. Übersichtsplan der Kraftwerkanlage Premadio mit Speicherbecken und Teilen der Beileitungen.

cano II sind jedoch in der Fachliteratur bisher kaum Angaben vorhanden. Auf einer Auslands-Studienreise hatte der Verfasser Gelegenheit, im Juni 1955 diese Bauausführung zu besuchen.

Die Stadtwerke Mailand — Azienda Elettrica Municipale di Milano (AEM) — haben die Wasserkraftkonzession für das obere Adda-Tal (Veltlin, Valtellina); sie haben in diesem Gebiet schon seit Jahren eine ganze Reihe von Kraftwerken in Betrieb. Dieser Kraftwerkgruppe dienen bereits 2 Speicherseen im Fraële-Tal, geschaffen durch die 1928/30 errichtete Gewichtsstaumauer Cancano I von max. 57 m Höhe und 3 km oberhalb davon die 1948 fertiggestellte große Pfeilerkopfmauer San Giacomo von max. 87 m Höhe und 970 m Kronenlänge (einschl. massiven Flügeln). In Verbindung mit dem Neubau des Kraftwerks Premadio, oberhalb von Bormio, wird nun der Speicherraum wesentlich vergrößert durch Errichtung der neuen Staumauer Cancano II, wie der Übersichtsplan (Abb. 1) zeigt.

Bisher erfolgt die Wasserkraftnutzung der bestehenden Speicherseen durch das kleine Kraftwerk S. Giacomo am Fuße der gleichnamigen Staumauer, das künftig wegfällt und überstaut wird, und durch das Kraftwerk Fraële-Viola (Isolaccia) mit 45 MW installierter Leistung, das durch die neue Anlage Premadio ersetzt wird. Da das natürliche Einzugsgebiet bis Cancano mit 36 km² nur klein ist, wurde

bereits früher eine größere Beileitung zum S. Giacomo-Stausee ausgeführt, die 152 km² Einzugsgebiet von linksseitigen Adda-Zuflüssen erfaßt. Ferner ist rechtsseitig der Abfluß von 89 km² des Viola-Tales durch eine Beileitung erfaßt, die in den Druckstollen vom Stausee Cancano I einmündet und deren Wasser nach der Stauzielerhöhung um 40 m (in 2. Phase später 80 m) durch ein besonderes Pumpwerk in das Speicherbecken Cancano II gedrückt werden muß. Damit beträgt das Einzugsgebiet für das neue Kraftwerk Premadio vorerst 277 km². Eine bedeutende Erweiterungsmöglichkeit besteht durch Überleitung von Wasser aus dem nahe gelegenen, aber zum Inn hin entwässernden Spöl-Tal, das hier mit wesentlich größerer Fallhöhe als zur Nordseite hin genutzt werden könnte. Die hierüber bereits seit Jahren laufenden internationalen Verhandlungen sind jedoch noch nicht abgeschlossen.

Der Ausbau der neuen Anlage erfolgt in 2 Phasen. Die 1. Phase ist derzeit in Ausführung und soll 1957 beendet werden. Die 2. Phase ist projektiert und wird bereits jetzt beim Bau weitgehend berücksichtigt. Tabelle 1 enthält einige charakteristische Daten der Anlage.

Tabelle 1

		1. Phase	2. Phase
Speichersee S. Giacomo (bestehend):			
Stauziel	m ü. M.	1949	unverändert
Nutzhalt	Mio m³	64,3	unverändert
Speichersee Cancano II:			
Stauziel	m ü. M.	1896	1936
Nutzhalt	Mio m³	115,0	240,0
Staumauer Cancano II:			
Größte Höhe über Gründungs- sohle	m	133	173
Kronenlänge	m	350	440
Kubatur	1000 m³	490	1076
Mauerdicke am Fuß	m	25,9	39,9
Mauerdicke an der Krone	m	5,4	5,5
Kraftwerk Premadio (in Kaverne):			
max. Nutzwassermenge	m³/s	26	65*
max. Nutzfallhöhe	m	673	713
mittl. Nutzfallhöhe	m	647	675,5
Anzahl der Maschinengruppen		2	5*
Installierte Leistung	MW	150	375*
Mittlere Jahreserzeugung	Mio kWh	300	510*

* Diese Werte können noch Änderungen unterliegen, je nach Ausgang der internationalen Abmachungen über die geplante zusätzliche Wasserbeileitung vom Spöl.

Staumauer Cancano II

Die neue Staumauer, eine Gewölbegewichtsmauer von gewaltigen Abmessungen (Tabelle 1), wird etwa 1000 m unterhalb der alten Staumauer Cancano I in einem V-förmigen Talquerschnitt errichtet. Sie wird die alte Mauer bereits in der 1. Bauphase 42 m, in der Endphase sogar 82 m hoch überstauen und die 4 km oberhalb liegende Staumauer S. Giacomo luftseitig um fast 40 % bzw. später über 80 % deren größter Höhe einstauen. Abbildung 2 zeigt das Gesamtbauwerk im Lageplan mit den Betriebs- und Entlastungsanlagen. Der Hochwasserüberlauf und der linke der beiden Druckstollen zum Kraftwerk werden erst im Endausbau (2. Phase) erstellt.

Bei der Ausführung der Mauer wird die spätere 2. Bauphase in einer bedeutenden luftseitigen Verstärkung der 1. Phase und einer Erhöhung um 40 m bestehen (Abb. 3 u. Tabelle 1). Im Querschnitt ist die Wasserseite kreis-

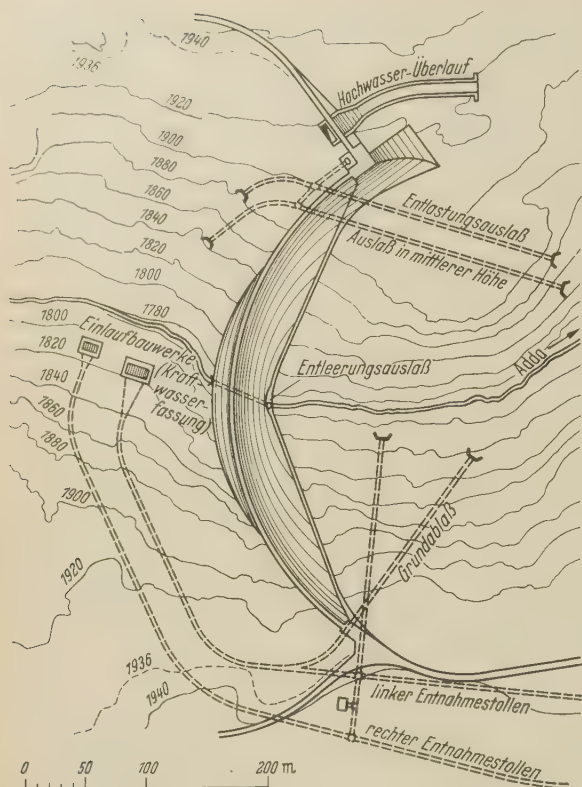


Abb. 2. Talsperre Cancano II (Endausbau). Lageplan.

bogenförmig gekrümmt, während die Luftseite gradlinig mit Neigung 5 : 1 abfällt. Die Mauer dürfte überwiegend als Gewölbe wirken, nur in geringerem Maße als Gewichtsmauer.

Das anstehende Gestein ist klüftiger Kalk, und zwar schwarzer und brauner Dolomit. Der bereits fertiggestellte Felsausbruch ist am rechten Hang beträchtlich, am linken geringer (Abb. 5). Die umfangreichen Dichtungsinjektionen im Fels der höheren Hangteile waren im Sommer 1955 noch in Ausführung. Der Talquerschnitt hat ziemlich symmetrische Form. Innerhalb der etwa parabelförmigen Perimetralfuge, die man bei allen neueren Gewölbemauern in Italien anordnet, ist diese Gewölbemauer zwischen den festen Widerlagern vollkommen symmetrisch (Abb. 4 u. 5).

Mit dem Bau der Staumauer wurde 1953 begonnen; Ende Juni 1955 war knapp die Hälfte der Mauerhöhe für

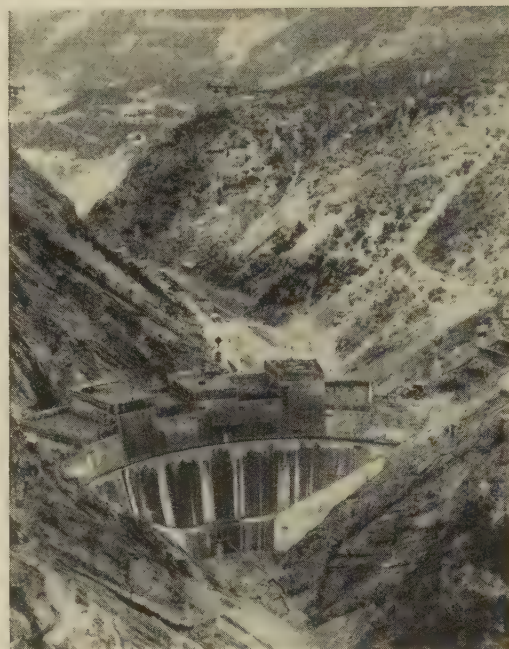


Abb. 4. Staumauer Cancano II. Blick talein. Luftseite mit Perimetralfuge. — Bauzustand 17. 6. 1955.

praktisch 2000 m³ (installiert wurde für 2300 m³/Tag). Bei Besichtigung wurden mit 3 Mischern je 2 m³ Inhalt und 2 Kabelkranen an 2 Betonierstellen 1680 m³/Tag eingebracht. Die Baustelleneinrichtung ist am rechten Berghang konzentriert angeordnet.

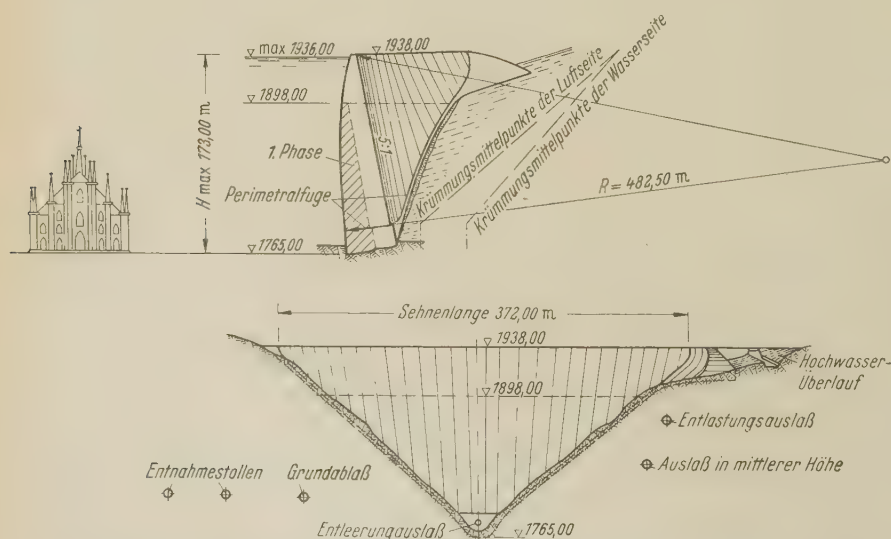


Abb. 3. Staumauer Cancano II (Endausbau mit Eintragung der 1. Baupause). Oben: Querschnitt in Mittelachse; Größenvergleich: Mailänder Dom. — Unten: Talquerschnitt mit Ansicht von der Luftseite.

Die Beton-Zuschlagstoffe stammen aus Gehängeschutt von den zum Viola - Tal abfallenden Berghängen. Der Transport erfolgt auf langen Förderbändern zu großen Wasch-, Sieb- und Zerkleinerungsanlagen auf der seitlichen Paßhöhe beim Fraële - See und weiter mit motorisierten Kippern zu Stahlsilos bei der Betonfabrik, die mit Förderbändern beschickt werden. — Wohl einzigartig ist der im oberen Adda-Tal von der AEM angewendete Zementtransport für die hoch liegenden Baustellen. Die gesamte Talstraße und die anschließende, sehr kehlenreiche Bergstraße bis hinauf ins Fraële-Tal ist auf über 60 km Länge und 1500 m Höhendifferenz vom Bahnhof Tirano ab mit elektrischen Oberleitungen versehen worden, und zwar schon für den Bau der S. Giacomo-Sperre ab 1940. Der Zement wird in einheitlichen 400 kg-Behältern auf elektrischen Spezialfahrzeugen

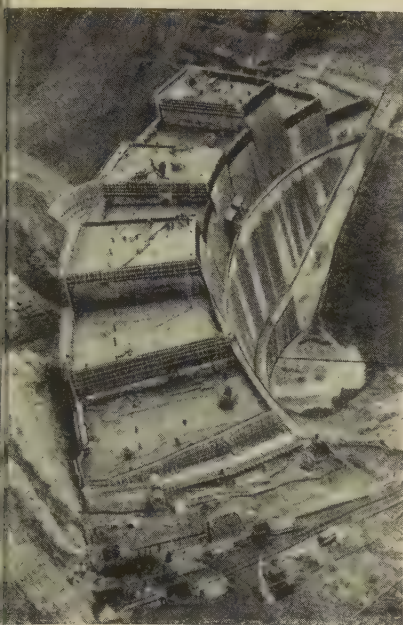


Abb. 5. Staumauer Cancano II. Blick vom rechten Talhang. Rechts: Perimetralfuge sichtbar. — Bauzustand 17. 6. 1955.



Abb. 6. Schalung und Betonieren der Mauerblöcke; rechts: Luftseite.



Abb. 7. Betoniervorgang. Holzschalung für Querfuge. Links: Wasserseitige Granitquader-Verkleidung aufgemauert, dient als Schalung.

Bauart wie „O-Bus“), die 24 Behälter tragen und auf der letzten Strecke zum Teil auch noch Anhänger führen, von der Eisenbahn bis auf die Baustellen befördert. Das System hat sich — bei den langen Bauzeiten — vorzüglich bewährt, zumal die Wagen außer Zement auch andere Baustoffe und Geräte befördern können. Für die Mauer Cancano II werden die Behälter allerdings das letzte, steilste Stück ab Premadio größtenteils mit einer Seilbahn einzeln bis zu den Zementsilos auf der Baustelle befördert.

Die Betonfabrik ist groß angelegt und vollautomatisch mit sehr moderner und übersichtlicher elektrischer Schaltzentrale, ähnlich einer Kraftwerk-Schaltwarte. Der Betonarm enthält 4 Mischer je 2 m³ Inhalt. Der Frischbeton wird in 6 m³-Kabelkran-Kübel entleert, die auf Spezialschienenwagen für je 3 Kübel durch Seilzug mit Elektrowinden unter die 3 Kabelkrane gefahren werden. Diese sind über das Tal gespannt mit Festpunkt am linken Hang und beweglicher Lagerung an der Aufgabeseite. Der aus den Krankübeln entleerte Frischbeton wird von Hand mit Schaufel ausgebreitet; die Schütthöhe ist etwa 70 cm. Zum Verlichten dienen je Block 3 große Innenrüttler von hoher Frequenz. Die Arbeitsfugen werden schon nach 1 bis 2 Stunden mit Druckwasser abgespritzt, später mit Spitzhacke aufgearbeitet und dann gereinigt.

Obwohl auf möglichst vollkommene Dichtigkeit des Betons Wert gelegt wird, erhält die Mauer wasserseitig eine Natursteinverkleidung aus Granitquadern mit Mörtelfugen und einigen Stahllankern. Diese aufwendige Maßnahme, in der Zeit des Gußbetons früher häufig angewandt, ist im modernen Betonbau eine Seltenheit geworden. Die schichtweise aufgemauerte Verkleidung dient gleichzeitig als wasserseitige Schalung (Abb. 7). An der Luftseite wird die im Staumauerbau heute übliche Stahl-Kletterschalung und für die Querfugen zwischen den etwa 16 m langen Mauer-

blöcken Holzschalung verwendet (Abb. 6 u. 7). Luftseitig werden in der Mauer Ankereisen mit Gewindemuffe eingebetoniert zur späteren Verankerung mit der 2. Bauphase. Die luftseitige Fläche wird sofort bearbeitet, die Löcher der Schalungsanker ausgefüllt und Unebenheiten geglättet, obwohl im 2. Bauabschnitt später dagegen betoniert wird. — Die Fugen erhalten wasserseitig die üblichen Kupferblechdichtungen. An der Perimetralfuge wird eine leichte Stahlbewehrung eingelegt.

Bemerkenswert ist die Zusammensetzung des Staumauerbetons. Der verwendete Zement mit 550 kg/cm² Normenfestigkeit enthält 35 % Puzzolanerde und 65 % Portlandzement. Mit der gewählten Dosierung von 230 kg/m³ wird eine Mindest-Betonfestigkeit von W₂₈ = 280 kg/cm² erzielt; Mittelwert ist 339 kg/cm². Als Zusatzmittel wird Frioplast mit 0,5 % vom Zementgewicht zugegeben. Das ermöglicht ein Wasserzementverhältnis von nur 0,48 bei guter Verarbeitbarkeit. — Die Zuschläge werden in 4 getrennte Körnungen klassiert; feinste Fraktion ist 0—5 mm, Größtkorn ist 80 mm. Im Gegensatz zu Staumauerbaustellen in Österreich und der Schweiz, wo die Feinstfraktion unter 0,1 mm heute ganz oder teilweise ausgeschieden wird, setzt man hier noch 4 % Feinststoff 0—0,15 mm zu, offenbar weil man auf eine Trennung der Sandkörnungen verzichtet hat. — Durch die Verwendung von Puzzolan-Zement, der bekanntlich nur geringe Abbindewärme entwickelt, sind Beton-Kühlmaßnahmen entbehrlich. Die Temperatur im Mauerinneren erreichte maximal 37°. — Auf der Baustelle befindet sich ein großes, gut eingerichtetes Beton-Laboratorium für alle Prüfungen und Untersuchungen, das über zahlreiches Fachpersonal und moderne Geräte und Maschinen verfügt.

Literatur

Prospekt der AEM: Impianto Idroelettrico di Premadio.

Scheibe I:

$\frac{dt_1}{dx} = -1,36 \text{ t/m}^2; \quad t_1 = -\frac{dt_1}{dx} \cdot \eta_Q^{(x)} \cdot L.$

Nach Gl. (9.11) mit $L = 28,00 \text{ m}$ findet man für $x = 0$;

$\eta = 0,375$ (Symmetrischer Zweifeldträger),

$t_{1,0} = 1,36 \cdot 0,375 \cdot 28,00 = 14,28 \text{ t/m},$

$x = 0,375 \cdot L = 10,50 \text{ m},$

$t_{1,1} = 0,$

$x = 28,00 \text{ m}: \quad t_{1,L} = -1,36 \cdot 0,625 \cdot 28,00 = -23,8 \text{ t/m},$

also allgemein: $t_1 = 14,28 - 1,36 x.$

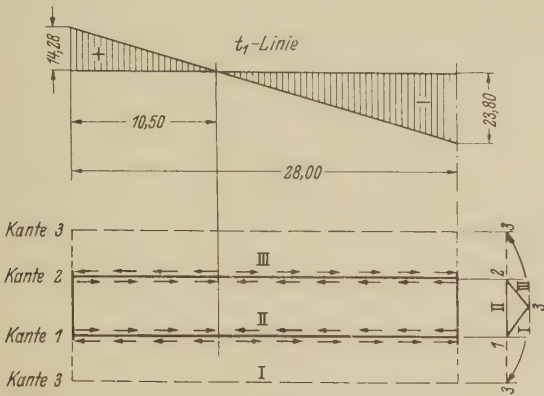


Abb. 19.

Querkraft nach Gl. (9.13)

$Q_I = 3,77 \cdot 28,00 \cdot \eta_Q^{(x)},$

$x = 0, \quad Q_{I,0} = 3,77 \cdot 0,375 \cdot 28,00 = 39,6 \text{ t},$

$x = L: \quad Q_{I,L} = -3,77 \cdot 0,625 \cdot 28,00 = -66,0 \text{ t},$

$Q_I = 39,6 - 3,77 x.$

Moment nach Gl. (9.14)

$\frac{d^2 M_I}{dx^2} = -\left(\frac{dt_1}{dx} \cdot 1,68 + \frac{dt_2}{dx} \cdot 1,52 + 3,77\right) = -q,$

$q = -1,36 \cdot 1,68 + 3,77 = 1,49 \text{ t/m},$

$M_{I,x} = q \cdot L^2 \cdot \eta_M^{(x)},$

$x = 0; \quad M_{I,0} = 0,$

$x = 10,50 \text{ m}: \quad \max M_I = 1/14,22 \cdot 1,49 \cdot 28,00^2 = 82,1 \text{ tm},$

$x = 28,00 \text{ m}: \quad \min M_I = -1/8 \cdot 1,49 \cdot 28,00^2 = -146,0 \text{ tm}.$

Normalkraft nach Gl. (9.19)

$N_I = -(-1,36) \cdot L^2 \cdot \eta_M^{(x)},$

$x = 0; \quad N_{I,0} = 0,$

$x = 10,50 \text{ m}: \quad \max N_I = 1/14,22 \cdot 1,36 \cdot 28,00^2 = 75,0 \text{ t (Zug)},$

$x = 21,00 \text{ m}: \quad N_{I,1} = 0,$

$x = 28,00 \text{ m}: \quad \min N_I = -1/3 \cdot 1,36 \cdot 28,00^2 = -133,3 \text{ t}.$

14.34. Zusammenstellung für symmetrische Auflasten.

Scheibe		I		II		III		I	
x	Kante	0	1	2	3	0	1	2	3
0	t_n [t/m]		+14,28	-14,28					
10,50			0	0					0
21,00			-14,28	+14,28					
28,00			-23,80	+23,80					
0	Q_m [t]	+39,6				-39,6			
10,50		0		0		0			
21,00		-39,6				+39,6			
28,00		-66,0				+66,0			
0	M_m [tm]	0				0			
10,50		+82,1		0		-82,1			
21,00		0				0			
28,00		-146,0				+146,0			
0	N_m [t]	0				0			
10,50		+75,0		-150,0		+75,0			
21,00		0		0		0			
28,00		-133,3		+266,7		-133,3			

14.4. Berechnung für unsymmetrische Auflasten.

14.41. Scheibenlasten nach Gl. (5.51)

$p_I = p_{III} = 0,478 \text{ t/m},$

$p_{II} = 0,827 \text{ t/m}.$

14.42. Gleichungen nach Gl. (8.2)

$22,412 \frac{dt_3}{dx} + 6,613 \frac{dt_2}{dx} + 6,613 \frac{dt_1}{dx} = -5,325,$

$6,613 \frac{dt_3}{dx} + 21,313 \frac{dt_2}{dx} + 4,271 \frac{dt_1}{dx} = -5,315,$

$6,613 \frac{dt_3}{dx} + 4,271 \frac{dt_2}{dx} + 21,313 \frac{dt_1}{dx} = -5,315,$

$\frac{dt_1}{dx} = \frac{dt_2}{dx} = -0,1727 \text{ t/m}^2, \quad \frac{dt_3}{dx} = -0,1857 \text{ t/m}^2.$

14.43. Zusammenstellung für unsymmetrische Auflasten.

Scheibe		I		II		III		I	
x	Kante	0	1	2	3	0	1	2	3
0	t_n [t/m]		+1,81	+1,81					+1,44
10,50			0	0					0
21,00			-1,81	-1,81					-1,44
28,00			-3,02	-3,02					-2,39
0	Q_m [t]	+5,02		+9,16					
10,50		0		0					
21,00		-5,02		-9,16					
28,00		-8,37		-15,27					
0	M_m [tm]	0		0		0			
10,50		-1,10		+4,08		-1,10			
21,00		0		0		0			
28,00		+1,96		-6,53		+1,96			
0	N_m [t]	0				0			
10,50		+2,04		0		-2,04			
21,00		0				0			
28,00		-3,63				+3,63			

Die anschließende Berechnung der Schnittkräfte aus der Vorspannung bringt nichts wesentlich Neues und ist daher weggelassen. Vorgespannt werden die Scheiben I und III.

Als Näherung kann gesetzt werden

$dN^0/dx = 0$

in den Bereichen, in denen die Anzahl der Vorspannglieder konstant bleibt.

15. Plattenbalkenbrücke oder Verbundträgerbrücke nach Abb. 20.

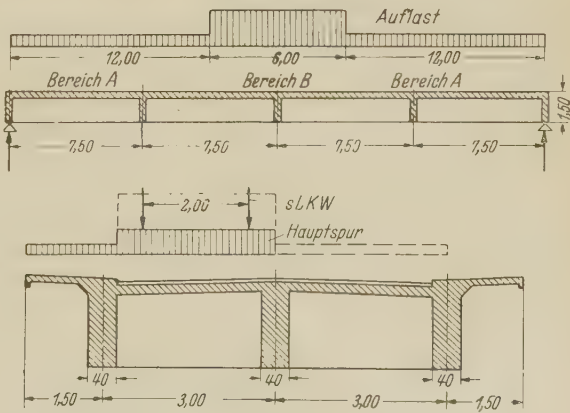


Abb. 20.

Gesucht sei die größte Beanspruchung eines Randträgers. Die Theorie der orthotropen Platten ist hier wegen des großen Querträgerabstandes nicht anwendbar. Es soll

hier gezeigt werden, daß trotz großer Vereinfachungen die Faltwerkstheorie noch brauchbare Ergebnisse liefert.

15.1 Berechnung in Querrichtung. (Nur für Hauptträgerberechnung.)

Zu berechnen ist je ein Streifen dl in den Bereichen A u. B. Der Momentenverlauf wird am unterstützten System mit oder ohne Berücksichtigung der Plattensteifigkeit der Randträger (dreiseitig gelagerte Platten) ermittelt. Man erhält damit die Quermomente Y_n^0 nach Abb. 21. Die SLKW-Last ist durch zwei Linienlasten dargestellt.

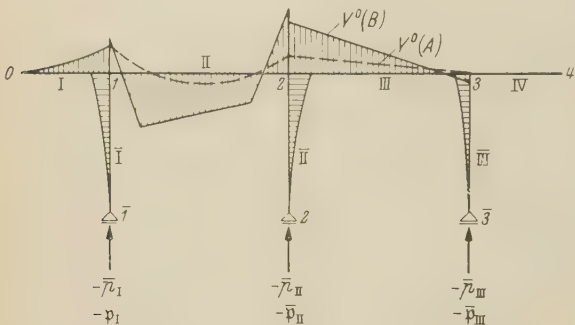


Abb. 21.

15.2. Scheibenlasten.

Die aus Gl. (15.1) ermittelten Auflagerdrücke bringen wir nun als Auflasten am Faltwerk an, wobei wir die Auflastverteilung nach Abb. 20 näherungsweise beibehalten. Von der an sich für den Einfeldträger günstigeren Umwandlung in eine Fourierreihe (Einflußlinien) wird kein Gebrauch gemacht, um im Rechnungsgang elementar zu bleiben.



Abb. 22.

15.3. Das Faltwerkssystem, Berechnungsgang. Wir vereinfachen den Querschnitt nach Abb. 23.

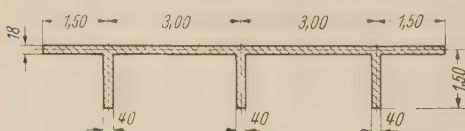


Abb. 23.

Da genügend aussteifende Querscheiben vorhanden sind, können wir die Momente aus den elastischen Relativverschiebungen $Y_n(4)$ vernachlässigen und die Rechnung am Nullsystem (3.) durchführen (Abb. 24a).

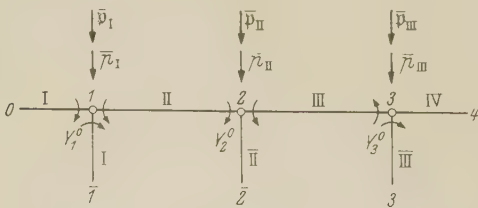


Abb. 24 a.

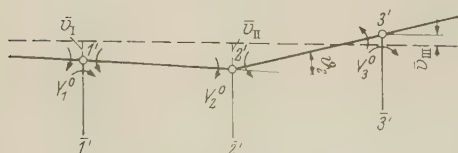


Abb. 24 b.

Ohne Berücksichtigung der Querscheiben würden wir am Nullsystem die Verschiebungen $\bar{v}_m$ (Abb. 24b) erhalten. Da wir die Querscheiben näherungsweise als starr betrachten wollen, müssen in den entsprechenden Querschnitten die Winkel ϑ_2 zu Null werden. Dies erreichen wir durch Anbringen je einer Gruppe von Einzelkräften $\bar{P}_I, \bar{P}_{II}, \bar{P}_{III}$ an jeder Querscheibe, deren jede für sich im Gleichgewicht sein muß. (Siehe 15.7.)

15.41. Systemwerte $[m]$.

Scheibe	I	I	II	II	III	III	IV
δ_m	0,180	0,400	0,180	0,400	0,180	0,400	0,180
$h_{m,n-1}$	0,750	0,750	1,500	0,750	1,500	0,750	0,750
$h_{m,n}$	0,750	0,750	1,500	0,750	1,500	0,750	0,750
F_m	0,270	0,600	0,540	0,600	0,54	0,600	0,180
I_m	0,051	0,112	0,405	0,112	0,405	0,112	0,051

15.42. Die Kantengleichungen.

Die Aufstellung erfolgt nach Gl. (13.2). Man erhält als Ergebnis:

$t_0 = t_1 = t_2 = t_3 = t_4 = 0$

und mit der Abkürzung $(\bar{p}_m + \bar{p}_m) = q_m$,

$dt_{I,1}/dx = 0,1598 q_I - 0,0413 q_{II} + 0,0134 q_{III},$
 $dt_{II,1}/dx = -0,4450 q_I - 0,1322 q_{II} + 0,0428 q_{III},$
 $dt_{II,2}/dx = 0,2003 q_I + 0,3375 q_{II} - 0,1095 q_{III},$
 $dt_{III,2}/dx = 0,1095 q_I - 0,3375 q_{II} - 0,2003 q_{III},$
 $dt_{III,3}/dx = 0,4450 q_I + 0,1322 q_{II} - 0,0428 q_{III},$
 $dt_{IV,3}/dx = -0,0134 q_I + 0,0413 q_{II} - 0,1598 q_{III}.$

Daraus folgt:

$dt_{I,1}/dx = -0,6048 q_I - 0,0908 q_{II} + 0,0295 q_{III},$
 $dt_{II,2}/dx = -0,0908 q_I - 0,6750 q_{II} - 0,0908 q_{III},$
 $dt_{III,3}/dx = 0,0205 p_I - 0,0903 q_{II} - 0,6048 q_{III}.$

Für die weitere Rechnung soll nun mit folgenden Zahlenwerten weitergerechnet werden:

$\bar{p}_I = 1,20 \text{ t/m} \quad \bar{p}_I = 4,20 \text{ t/m},$
 $\bar{p}_{II} = 1,20 \text{ t/m} \quad \bar{p}_{II} = 6,80 \text{ t/m},$
 $\bar{p}_{III} = -0,10 \text{ t/m} \quad \bar{p}_{III} = -0,60 \text{ t/m}.$

Diese Zahlenwerte werden oben eingesetzt.

Streng genommen müßte jetzt die Rechnung getrennt für $\bar{p}_m(x)$ und $\bar{p}_m(x)$ weitergeführt werden, da

$\bar{p}_I/\bar{p}_I + \bar{p}_{II}/\bar{p}_{II} \neq \bar{p}_{III}/\bar{p}_{III}.$

Wie eine Vergleichsrechnung aber zeigt, wird der Fehler vernachlässigbar, da im folgenden nur integriert, aber nicht differenziert wird.

15.5. Die Biegelinien $\bar{v}_m(x)$ der Scheiben $\bar{m}$.

15.51. Scheibe I.

Das Einsetzen der Belastungswerte in Gl. (15.4) ergibt

$\frac{dt_{I,1}}{dx}(p) = -0,838 \text{ t/m}^2 \text{ (auf } l = 30,0 \text{ m)},$
 $\frac{dt_{I,1}}{dx}(p) = -3,176 \text{ t/m}^2 \text{ (auf } l = 6,00 \text{ m)}.$

Nach Gl. (9.1) findet man

$\frac{d^2 \bar{M}_I}{dx^2}(p) = -(-0,838 \cdot 0,75 + 1,20) = -0,571 \text{ t/m},$
 $\frac{d^2 \bar{M}_I}{dx^2}(p) = -(-3,176 \cdot 0,75 + 4,20) = -1,818 \text{ t/m},$

und erhält dann für die Biegelinien aus der Gesamtlast, die entweder durch direkte Integration oder über den

herschens Satz ermittelt werden, folgende Werte: (Der analoge Berechnungsgang für die Scheiben II und III ist ausgelassen.)

x [m]	$E \bar{I}_I \cdot \bar{v}_I$	$E \bar{I}_{II} \cdot \bar{v}_{II}$	$E \bar{I}_{III} \cdot \bar{v}_{III}$
7,50	8 439	10 792	-2414
15,00	11 630	15 045	-3352

15.6. Die Stabdrehwinkel (Abb. 24b).

$$x = 7,50 \text{ m: } \vartheta_2 = \frac{1}{E \bar{I}} \left(\frac{11\,630}{3,00} - \frac{30\,090}{3,00} - \frac{3352}{3,00} \right) = -\frac{5186}{E \bar{I}},$$

$$x = 15,00 \text{ m: } \vartheta_2 = \frac{7271}{E \bar{I}}.$$

15.7. Die Rückstellkräfte.

Um die Bedingung für annähernd starre Querträger erreichen, bringen wir nach Abb. 25 Kräftegruppen an, die den Bedingungen genügen.

$$\sum V = 0; \quad \sum M = 0.$$

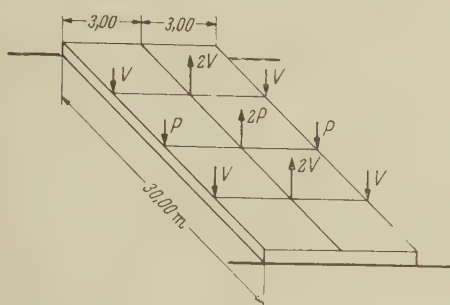


Abb. 25.

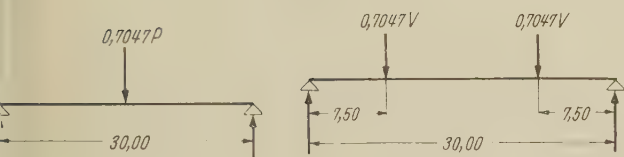


Abb. 26.

Abb. 27.

Wir betrachten nun die Scheiben m unter dem Einfluß der Rückstellkräfte und trennen die Rechnung nach P und V .

15.71. Berechnung für P , Scheibe I (III).

Nach Gl. (15.4) erhält man

$$\Delta \frac{dt_{I,1}}{dx} = -0,6048 P + 0,1816 P + 0,0295 P = -0,3937 P,$$

$$\Delta \frac{d^2 \bar{M}_I}{dx^2} = -(-0,3937 \cdot 0,75 + 1) P = -0,7047 P,$$

Für den nach Abb. 26 belasteten Träger bestimmt man die $E \bar{I}$ -fachen Biegelinie.

$$x = 7,50 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_I = 272,3 P,$$

$$x = 15,00 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_I = 396,4 P.$$

15.72. Berechnung für V , Scheibe I (III).

$$x = 7,50 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_I = 396,3 V,$$

$$x = 15,00 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_I = 544,6 V,$$

15.73. Berechnung für P , Scheibe II.

$$\Delta \frac{dt_{II,2}}{dx} = -0,1816 P + 1,3500 P = 1,1684 P,$$

$$\Delta \frac{d^2 \bar{M}_{II}}{dx^2} = -(1,1684 - 2,0000) P = 0,8316 P,$$

$$x = 7,50 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_{II} = -321,6 P,$$

$$x = 15,00 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_{II} = -468,0 P.$$

15.74. Berechnung für V , Scheibe II.

$$x = 7,50 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_{II} = -467,7 V,$$

$$x = 15,00 \text{ m: } E \bar{I} \cdot \Delta \bar{v}_{II} = -642,8 V.$$

15.75. Bestimmungsgleichungen für $\vartheta_2 \rightarrow 0$.
 $2/3,00 \cdot (272,3 P + 396,4 V) + 2/3,00 \cdot (321,4 P + 467,7 V) = 5186$,
 $2/3,00 \cdot (396,4 P + 544,6 V) + 2/3,00 \cdot (467,7 P + 642,8 V) = 7271$.

Lösung: $P = 4,310 \text{ t}$, $V = 6,045 \text{ t}$.

15.8. Zusammenstellung für Scheibe I.

x [m]	Schnitt- kräfte	Gelenkwerk		P	V	Σ
		p	v			
0		12,57	9,52	0,85	2,52	+ 25,46
7,50	$t_{I,1}$	6,29	9,52	0,85	2,52	+ 19,18
12,00	[t/m]	2,51	9,52	0,85	0	+ 16,66
15,00		0	0	0,85	0	+ 12,88
0		18,00	12,60	2,15	6,05	+ 38,80
7,50	$\bar{Q}_I$	9,00	12,60	2,15	6,05	+ 29,80
12,00	[t]	3,60	12,60	2,15	0	+ 23,75
15,00		0	0	2,15	0	18,35
7,50	$\bar{M}_I$	89,17	11,39	31,94		132,50
15,00	[tm]	137,85	22,78	31,94		192,57
7,50	$\bar{N}_I$	Integration $\int_0^x t_I dx$				154,80
15,00	[t] (+) Zug					238,66

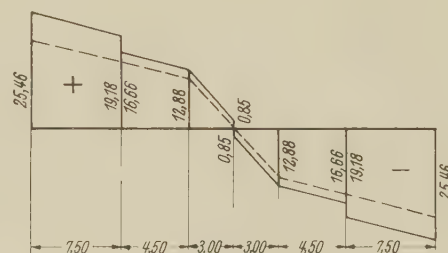


Abb. 28.

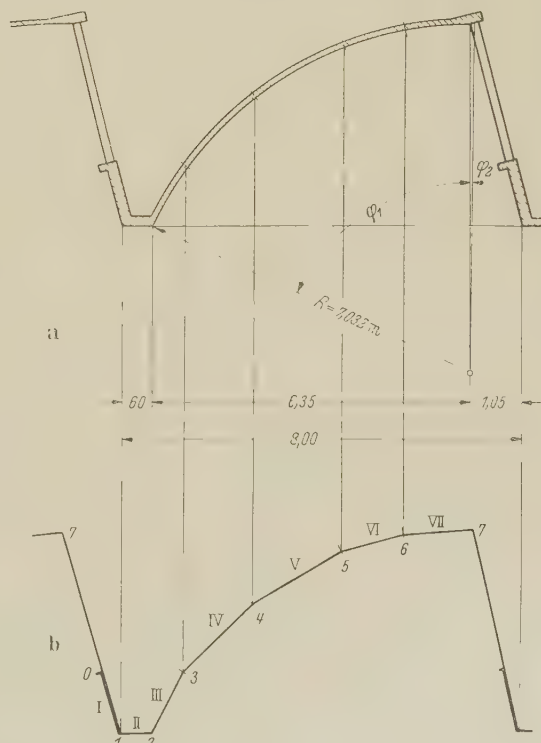


Abb. 29.

16. Innenschale einer durchlaufenden Shedschalenreihe nach Abb. 29.

Die Schale habe eine kreiszylindrische Krümmung und veränderliche Wandstärke. In Richtung der Erzeugenden laufe das Tragwerk über zwei Felder je 23,82 m durch. Wie die Resultate zeigen werden, wäre die Wahl einer etwa parabolischen, nach oben zunehmenden Krümmung günstiger, wobei das hier verwendete Rechenverfahren — im Gegensatz zur angewandten Schalentheorie — unverändert beibehalten werden könnte.

Wegen ihres Umfanges kann die Zahlenrechnung hier nur als Erläuterung des Rechnungsganges wiedergegeben werden.

16.1. Systemwerte.

Scheibe	I	II	III	IV	V	VI	VII
h_m	1,340	0,500	1,332	2,000	2,000	1,332	1,410
$h_{m,n-1}$	0,612	0,250	0,612	1,000	1,000	0,666	0,810
$h_{m,n}$	0,728	0,250	0,720	1,000	1,000	0,666	0,600
F_m	0,2980	0,0950	0,0998	0,1300	0,1300	0,0867	0,1395
$10 \cdot I_m$	0,4895	0,0156	0,1463	0,4267	0,4267	0,1278	0,2232
λ_m	0,751 0,335	0,500	0,683	1,401	1,530	1,283	1,405
φ_m	75° 30'	0	59° 07'	45° 33'	29° 15'	15° 40'	4° 48'
$\cos \varphi_m$	0,2504	1,000	0,5132	0,7004	0,7648	0,9029	0,9965
δ_m	0,200	0,150	0,068	0,065	0,065	0,065	0,099
$12 \cdot 10^3 \Theta_m$	8,000	3,375	0,314	0,275	0,275	0,275	0,971
$\delta_{m,n-1}$	0,150 0,200	0,150	0,100	0,005	0,065	0,065	0,065
$\delta_{m,n}$	0,200	0,150	0,065	0,065	0,065	0,065	0,133
$12 \cdot 10^3 \Theta_{m,n-1}$	0,211 ° 8,000	3,375	1,000	0,275	0,275	0,275	0,275
$12 \cdot 10^3 \Theta_{m,n}$	8,000	3,375	0,275	0,275	0,275	0,275	2,353
γ_n	-75° 30'	-59° 07'	13° 35'	16° 18'	13° 35'	10° 52'	80° 18'
$\sin \gamma_n$	-0,9682	-0,8583	0,2348	0,2815	0,2348	0,1885	0,9893

° Sprossen 15 · 15 [cm²], Sprossenabstand 2,40 m.

16.2. Berechnung in Querrichtung bei unterstützten Kanten.

Es werden nur vertikal wirkende Lasten in die Rechnung einbezogen. Die Lasten sind auf die Horizontale bezogen.

p_m [t/m²]. P_n [t/m].

Die Kantenmomente Y_2^0 bis Y_6^0 sind wegen der Krümmung vernachlässigbar klein.

16.3. Die Knotenlasten

$P_n = P_n^0 + \Delta P_n$ (4.)

werden nun nach Gl. (5.) in die Scheibenlasten p_m zerlegt. Man erhält die Werte $p_m = p_m^0 + \Delta p_m$ mit $\Delta p_m = f(Y_n)$.

[t/m]	$p_m^0 =$								
p_I	-1,894	+2,088	-2,065					-0,717	+0,617
p_{II}	+0,294	-1,951	+2,588	-0,875					+0,217
p_{III}	+1,376	+2,330	+0,334	-4,825	+2,161				
p_{IV}	+0,418		-3,200	+6,700	-5,276	+1,776			
p_V	+0,457			-1,776	+6,083	-7,502	+3,195		
p_{VI}	+0,345				-2,160	+8,790	-10,422	+3,717	
p_{VII}	-1,505	+0,233				+3,980	+7,795	-4,017	
		$\cdot Y_1$	$\cdot Y_2$	$\cdot Y_3$	$\cdot Y_4$	$\cdot Y_5$	$\cdot Y_6$	$\cdot Y_7$	

Nun werden nach (8.2.) für eine allgemeine Belastung p_m die Kantengleichungen aufgestellt. Man erhält die Ergebnisse allgemein in der Form

$dt_n/dx = f_1(p_I) + f_2(p_{II}) \dots + f_7(p_{VII})$,

beispielsweise für Kante 4 mit $dt_4/dx = t'_4$

$t'_4 = 0,0060 p_I - 0,0987 p_{II} + 0,1525 p_{III} - 0,3307 p_{IV} - 0,3296 p_V + 0,1508 p_{VI} - 0,0408 p_{VII}$.

Durch Einsetzen der Werte nach (16.3.) erhält man schließlich

16.4. Die t'_n = Werte

der nachstehenden Tabelle, wobei zu berücksichtigen ist

$t_7 = t_0 = 0$.

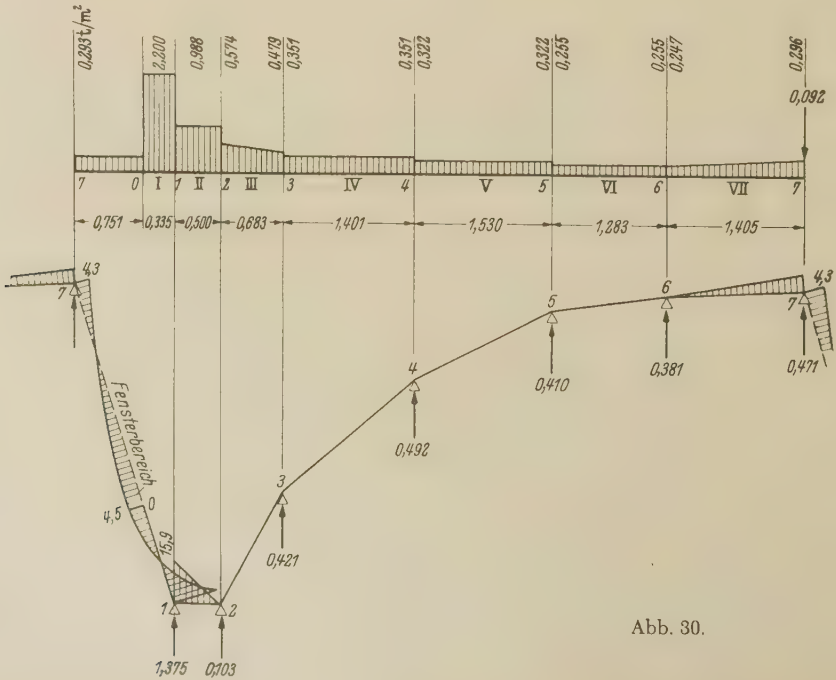


Abb. 30.

t_n dx	$\frac{dt_n^0}{dx} =$						
1	+0,142	+3,408	-4,084	+0,672	+0,0528	-0,142	+0,249
2	-1,055	+1,865	-3,938	+3,434	-0,589	-0,041	-0,046
3	-0,729	-2,088	+1,620	+0,593	+0,621	-1,321	+0,664
4	-0,005	+0,555	+0,842	-2,280	-0,257	+3,374	-2,948
5	-0,551	-0,087	-0,189	+1,093	-0,811	-3,492	+6,085
6	+0,596	-0,078	+0,053	-0,307	+1,587	-2,813	+1,400
	$\cdot Y_1$	$\cdot Y_2$	$\cdot Y_3$	$\cdot Y_4$	$\cdot Y_5$	$\cdot Y_6$	$\cdot Y_7$

Mit der Kenntnis der Querbiegemomente wäre somit die Aufgabe gelöst. Das Beispiel wird daher nur bis zur Bestimmung der Y_n weitergeführt.

16.5. Berechnung der Kantenbiegemomente.

16.51. Grundlagen.

Entsprechend den in Abschnitt (11) gemachten Ausführungen ist nun eine charakteristische Biegelinie v_m^0 anzugeben, die den endgültigen Biegelinien v_m der Einzelscheiben m möglichst affin ist. Wir wählen die Biegelinie eines Durchlaufträgers über zwei Felder, belastet mit $g = \text{const.}$

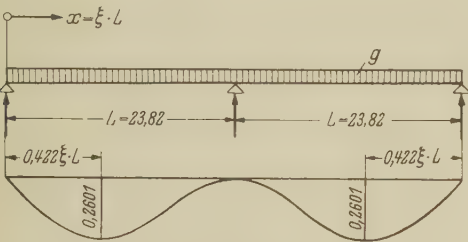


Abb. 31.

$$v_m^0 = g \cdot L^4 / 48 E I_m \cdot (\xi - 3 \xi^3 + 2 \xi^4),$$
$$\max v_m^0 \cdot 48 E I_m / g L^4 = 0,2601.$$

Wir machen nun über den Verlauf der Momente Y_n in x -Richtung die näherungsweise Aussage mit $v_n = \text{const.}$

$$Y_n(x) = v_n \cdot v_m(x),$$

woraus sich der Ansatz ergibt

$$Y_n(x) = \max Y_n (\xi - 3 \xi^3 + 2 \xi^4) \cdot 1/0,2601,$$

mit $Y_n = \max Y_n$,
bei $x = 0,422 L$.

Betrachtet man nun ohne Rücksicht auf die Dimension — $Y_n(x)$ als Auflast des Durchlaufträgers nach Abb. 31, so erhält man eine neue Biegelinie $\bar{v}_m$, die wieder nur unwesentlich vom Verlauf der Biegelinie v_m^0 (Abb. 31) abweicht. Dies führt zu einer weiteren wesentlichen Vereinfachung. Die (weggelassene) Zahlenrechnung ergibt

$$\max \bar{v}_m / \max v_m = 0,785.$$

Man ersetzt nun für die weitere Rechnung $Y_n(x)$ durch seinen konstanten Mittelwert $0,785 \max Y_n$ und vermeidet so eine umständliche Auswertung von Einflußlinien. Der Maximalwert der Durchbiegung wird hierdurch nicht geändert.

16.52. Die maximalen Durchbiegungen der Einzelscheiben.

Allgemein ist für einen Durchlaufträger über zwei gleiche Felder:

$$\max v_m = \frac{1}{E I_m} \frac{2 L^4}{185} \quad \text{bei } x = 0,422 L.$$

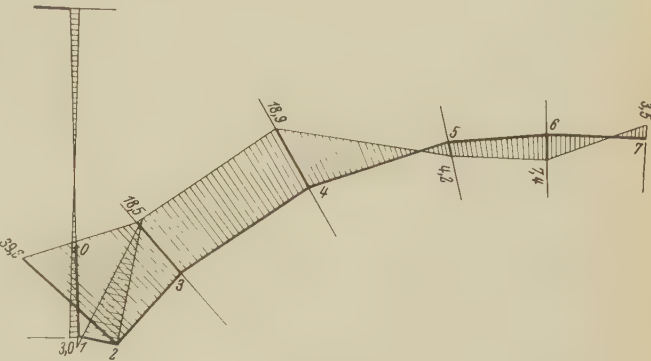


Abb. 32.

Durch Einsetzen in Gl. (7.72) erhält man

$$\max v_m = \frac{1}{E I_m} \frac{L^4}{185} \left(\frac{dt_n}{dx} h_{m,n} + \frac{dt_{n-1}}{dx} \cdot h_{m,n-1} + p_m \right).$$

Die Werte $\frac{dt_n}{dx}$ werden nun durch jene aus Tabelle 16.4 ersetzt, wobei die Vorzeichen der Querbiegemomente mit $0,785 \max Y_n$ statt mit Y_n zu multiplizieren sind.

Nun folgt die Berechnung der Werte $\max v_m$ für die einzelnen Scheiben. Man erhält beispielsweise

$$\max v_I = \frac{L^4}{185 E I_I} \cdot (-1,783 + 3,722 \max Y_1 - 4,128 \max Y_2 +$$
$$+ 0,412 \max Y_3 + 0,324 \max Y_4 - 0,087 \max Y_5 -$$
$$- 0,410 \max Y_6 + 0,159 \max Y_7).$$

Die ausgerechneten Werte sind in der folgenden Tabelle gemäß Gl. (10.13) zusammengestellt.

Die Tabelle enthält die wirklichen Durchbiegungen der Einzelscheiben mit

$$\max v_m = v_0 m + \sum_1^7 k_{mn} \cdot \max Y_n.$$

Scheibe	$v_0 m$	k_{m1}	k_{m2}	k_{m3}	k_{m4}	k_{m5}	k_{m6}	k_{m7}
I	-0,03016	+0,06300	-0,06985	+0,00697	+0,00548	-0,00147	-0,00694	+0,00269
II	+0,03505	-0,06380	+0,24270	+0,06322	-0,00637	-0,01912	+0,02124	+0,00425
III	+0,01161	-0,01398	-0,04050	+0,10210	+0,00998	-0,04333	+0,02010	-0,01059
IV	-0,00613	-0,02357	-0,01126	+0,07640	-0,07486	+0,05838	-0,03480	+0,00951
V	-0,00192	+0,00715	+0,00993	-0,04516	+0,07645	-0,11260	+0,09846	-0,03073
VI	+0,02432	-0,00557	-0,00460	+0,02664	-0,07360	+0,19275	-0,22860	+0,08720
VII	-0,03793	+0,00131	+0,00126	-0,00717	+0,03748	-0,17180	+0,23950	-0,10335

Die weitere Rechnung bietet nun keinerlei Schwierigkeiten mehr. Die Anwendung der Gl. (10.21) bis (10.28) führt schließlich auf die sieben Schlußgleichungen (10.29) für die Kantenmomente $\max Y_n$. Ihre Ausrechnung ergibt die Werte nach Abb. 32 in [tcm]. Das endgültige Momentenbild erhält man durch Überlagerung mit Abb. 30.

Wesen und Bedeutung des perspektographischen Schaubildes

Von Professor E. Schaffran, Wien

Mitunter wird als „perspektographisches Schaubild“ irgendein hübsches Ölgemälde oder Aquarell bezeichnet, welches als Wandschmuck die Ansicht eines fertigen oder im Bau begriffenen Werkes der Hochbautechnik zeigt. Mit solchen Arbeiten hat aber das wirkliche perspektographische Schaubild gerade noch die künstlerische Durchführung gemeinsam. Denn es ist, soll es seine Bezeichnung rechtfertigen,



Abb. 1. Blick von Igls auf die Nordkette mit den maßstäblich ein-konstruierten Masten der Hochspannungsleitung Ötztal-Jenbach, Kon-struktion und perspektographisches Schaubild (Projektierungsbehelf) Prof. E. Schaffran, 1955.

gen, eine, in engster Zusammenarbeit mit dem Planer konstruktiv und eventuell auch rechnerisch exakt durchgeführte perspektivische Raumdarstellung eines geplanten technischen Vorhabens nicht zu dem primären Zweck, ein „Bild“ zu schaffen, sondern um als Projektierungsbehelf in bildmäßiger Gestaltung zu dienen. Diese grundsätzliche Bedeutung wird immer mehr erkannt und gewürdigt.

In diesem Sinne hat also das perspektographische Schaubild die Aufgabe, ein geplantes Bauvorhaben in bildmäßiger Raumdarstellung zu zeigen, damit der Projektant die zukünftige Wirkung einwandfrei feststellen kann, um, im Falle der Notwendigkeit, noch Änderungen vorzunehmen. Das perspektographische Schaubild ist daher eine streng sachliche Darstellung einer vorerst nur als Projekt vorhandenen Idealität in der Realität des in Aussicht genommenen Raumes.

Die zur Durchführung nötigen Arbeitsvoraussetzungen sind: Lageplan, Grundriß, Höhenplan (ohne Verzerrung), alle Schnitte, Ansichten und Details. Der Verfertiger des perspektographischen Schaubildes ist ein Maler (Graphiker), welcher geschult sein muß, eine Perspektive selbst konstruieren und berechnen zu können, um das Ergebnis in seine landschaftlichen Raumstudien einzupassen, oder ein Ingenieur, der wieder die bildkünstlerischen Fähigkeiten besitzt, seine perspektivische Konstruktion selbst, überzeugend in der Raum- und Terrainerfassung, zum Schaubild weiterzuführen. Möglich ist schließlich auch eine Arbeitsteilung, indem der Maler vom Ingenieur die konstruierte Perspektive erhält; aber, wie die Praxis es wiederholt zeigte, ergeben sich dann mannigfache Schwierigkeiten mit vielen Rückfragen, Erläuterungen u. ä. Sie fallen weg, wenn die Durchführung in einer Hand liegt.

Grundsätzlich sind perspektographische Schaubilder auf Grund des generellen Projektes, also vor dem endgültigen Projekt zu arbeiten, denn sonst könnten sie ihre Hauptaufgabe, Projektierungsbehelf zu sein, nicht mehr erfüllen, sie sollen und müssen Voraussetzungen für das endgültige Projekt sein.

Sind die vorerwähnten Arbeitsunterlagen dem Verfertiger des Schaubildes übergeben worden, so beginnt die Zusammenarbeit zwischen ihm und dem Projektierungsingenieur mit der Wahl des Standpunktes. Dieser kann ein realer, also jederzeit im Terrain erreichbarer sein, aber auch ein imaginärer. Liegt ein solcher über der Erde, so kann unter Umständen durch Errichtung eines Gerüstes ein

realer Standpunkt geschaffen werden, liegt er hingegen unter der Erdoberfläche, so ergeben sich zwar keine Schwierigkeiten bei der perspektivischen Konstruktion, wohl aber bei den doch nur von einem realen Standpunkt aus durchführbaren Naturstudien, d. h. diese müssen in einem solchen Fall mit Hilfe einer zusätzlichen Perspektive auf imaginären, unter der Erde gelegenen Standpunkt bezogen werden. Bei Fernblicken von mindestens 2—3 km Tieferaum und bei einem Standpunkt bis höchstens 10 m unter Niveau, werden keine wesentlichen Schwierigkeiten entstehen, wohl aber bei kürzeren Raumtiefen, wo 10 m unter der Erde bereits eine erhebliche Verschiebung der Landschaftsperspektive hervorrufen können.

Von dem einvernehmlich gewählten Standpunkt muß die Landschaft in überzeugender Klarheit zu erkennen sein. Die durch den vordersten Punkt (Kante, Ecke usw.) des geplanten Objektes durchgelegte Bildebene soll mit Tiefenachse des Raumes einen Winkel von mindestens bilden, damit bei der Sehstrahlperspektive eine genügende Entfaltung der Tiefenwirkung entsteht.

Nun zu den Verwendungsmöglichkeiten.

Ein perspektographisches Schaubild als Projektierungsbehelf wird benötigt a) für Hochbauten mit geringer Tiefenentfaltung. Hier fällt es mit der herkömmlichen Architektarperspektive zusammen und soll darum nicht weiter



Abb. 2. Ansichtsskizze für ein perspektivisches Schaubild der geplanten Sperre Daberkamm (Osttirol). Eventuelle Ausführung Ölbild 70 : 100 cm. Nach Schneeschmelze und Lawinenabgang wäre noch weitere Naturstudien zu machen, besonders vom Felsbau Sperrenfuß. Die Wahl des Standpunktes auf nicht ungefährlich begehenden steilen Grashängen oberhalb der wilden Daberkamm zeigt die Möglichkeiten, welche die hochalpinen Talwände für eine tieferäumlich günstig zu erfassende Perspektive des Bauvorhabens bieten. Durchführung der Arbeit: Prof. E. Schaffran-Wien, 1955 (Die Daberkamm Sperre ist ein österreichisches Bauvorhaben im Rahmen der Inter-Alpe.) Sperre 320 000 m³ Betoninhalt, Spiegel Stauesees 1730 m Seehöhe, Nutzinhalt 100 hm³, Seelänge 3,6 km

örtert werden. b) für Hochbauten mit bedeutender Tiefenwirkung an und für sich, wie bei Stadtplanungen, Industrieanlagen, Umspannwerken (Abb. 6) u. a. m. oder bei der Verbindung von Hochbauten mit stark tiefenräumlichen Anlagen, wie dies z. B. bei der Einfahrt einer Autobahn in verbautes Gelände oder bei der Anlage eines Stauwerkes mit dahinter liegendem Stausee der Fall ist (Abb. 2) und



Abb. 3. Talbrücke der projektierten Reichsautobahn bei Mähr. Trübau.
Konstruktion: Bauleitung Mähr. Trübau.
Schaubild: Prof. E. Schaffran, 1941.

c) für solche technischen Projekte, welche keine vertikale Dimension, wohl aber eine starke tiefenräumliche Erstreckung besitzen, wie z. B. bei Straßenplanungen, Flußregulierungen u. a. (Abb. 3, 4, 5). Bei allen erwähnten drei Möglichkeiten handelt es sich nie um eine perspektivische Konstruktion allein, sondern stets um deren Verbindung mit dem (landschaftlichen) Raum, weil schließlich jedes Bauvorhaben von Anfang an mit dem dazugehörigen Raum in einem untrennbaren Zusammenhang steht.

Perspektographische Schaubilder dienen in ihrer Funktion als Projektierungsbehelfe gleichzeitig dem sich nur allzuoft ergebenden Zweck, Einsprüchen jeder Art wirksam und objektiv begegnen zu können. Ein Beispiel: Als befürchtet wurde, der Ausblick von Igls bei Innsbruck auf die Nordkette würde durch die Errichtung einer 220 kV Hochspannungsleitung „restlos zerstört“, lautete die gestellte Aufgabe, in die Landschaftsstudien die maßstäblich konstruierten Hochspannungsmasten auch malerisch richtig einzupassen. Ergebnis: Auch von einer nur geringen Störung des Ausblickes konnte keine Rede sein (Abb. 1). Bei einem anderen Mal handelte es sich um eine hochalpine Bachsperre mit einem dahinter liegenden 3 km langen Stausee. Hier wurde es erst durch das perspektographische Schaubild ersichtlich, daß bei der Planung der Sperrenkronen eine Anpassung an die Landschaft nicht nur erwünscht, sondern auch durchführbar wäre (Abb. 2). Beim Bau der seinerzeitigen Reichsautobahn in Mähren zeigte das generelle Projekt den Übergang von einer mehrbogigen Talbrücke in den Felshang des Geländes. Es war zu entscheiden: Soll aus ästhetischen, fahrtechnischen und fahrpsychologischen Gründen die talseitige Felskuppe bleiben oder weggesprengt werden? Die zu dieser Frage angefertigten 4 Schaubilder ergaben als günstigste Lösung das Entfernen des Felsens bei Anlage einer kleinen Aussichtsterrasse (Abb. 3).

Alle die vorhin unter a), b) und c) genannten Verwendungsmöglichkeiten des perspektographischen Schaubildes können im allgemeinen erst auf Grund des generellen Projektes gearbeitet werden. Doch kann es unter Umständen

wünschenswert sein, wenn bereits dessen Verfasser derartige perspektivische Studien verwendet, um von Anfang an die räumliche Einpassung leichter durchzuführen.

Nach der Feststellung des Standpunktes beginnt nun der Konstrukteur der Perspektive (der Ingenieur oder der Maler) diese angepaßt der gewählten Größe des Schaubildes durchzuführen. Eine Erhöhung des Horizontes über Niveau ist stets anzustreben, als günstigster Bildabstand haben sich 0,5 bis 1 m ergeben. Bei den Bauvorhaben zu a) und b) (S. v.) wird man mit der gewöhnlichen Sehstrahlenperspektive auskommen, die Kreuzrißebene wird besonders dann herangezogen werden müssen, wenn die Konstruktion stark tiefenräumlich ist. Schwer konstruierbare Einzelheiten oder solche, deren Sehstrahlen zu eng liegen, sind stets oder zusätzlich nach der bekannten Formel zu errechnen:

$$\text{Perspektivische Größe} = \frac{\text{Bildabstand} \times \text{wahre Größe}}{\text{Entfernung des Objektes vom Standpunkt}}$$

Der ermittelte Wert ist dann maßstäblich zu verwenden.

Bei Bauvorhaben zu c) Straßenbauten, Flußregulierungen usw. kommt man besonders bei Straßen wegen ihrer geringen Breite mit der Sehstrahlenperspektive nicht aus, da bei großer Tiefenräumlichkeit und der relativ geringen Bewegung des Objektes die Sehstrahlen auf der Bildebene viel zu eng liegen würden, um eine exakte Konstruktion zu gewährleisten. Hier hat v. Ranke knapp vor dem letzten Krieg ein sehr brauchbares Perspektivverfahren ausgearbeitet und hierüber zusammen mit Hans Lorenz berichtet [Sondernummer 28 der Schriftenreihe „Die Straße“ (Berlin, 1943)], ich schrieb dazu über die malerische Verwendbarkeit des neuen Verfahrens.

Auch bei Perspektographien von Straßen müssen alle Einzelheiten des generellen Projektes vorliegen. Nur den Lageplan der Achse, eventuell mit den Polygonpunkten, beizustellen, genügt für ein vollständiges Schaubild nicht.

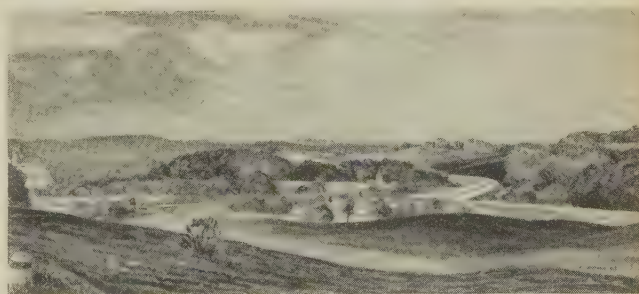
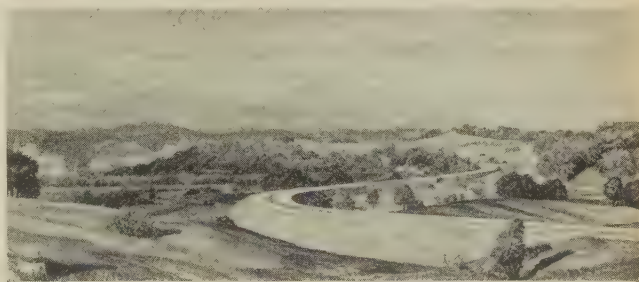


Abb. 4a/b. Projektierte (teilweise im Bau begriffene) Autobahn Wien—Salzburg. Baulos Winden bei Melk. Perspektographien der Trasse I und der endgültigen Trasse II. Durchführung: Arbeitsgemeinschaft für Raumdarstellung (Prof. E. Schaffran — Dipl.-Ing. A. Sterzer, Wien). 1955.

Abb. 4a und 4b zeigen die Wichtigkeit eines perspektographischen Schaubildes bei der Straßenplanung. Die ungünstig wirkende Trassenführung bei Abb. 4a war im Lageplan nicht zu erkennen, wohl aber sofort im Schaubild. Dieses ermöglichte dann die ausgiebige Korrektur (Abb. 4b). Hätte hier bereits das generelle Projekt eine perspektivische Untersuchung verwendet, so wäre viel Arbeit er-

spart worden. Bei Perspektographien für Verkehrslinien (besonders Straßen) empfiehlt sich daher folgender in der Praxis bewährter Vorgang: 1. Nach dem Vorprojekt perspektivische Darstellung der Straßenachse, also ohne Straßenkörper, Kunstbauten und Landschaft, 2. nach dem generellen Projekt Anfertigung einer Perspektive mit der ganzen Straße, den Kunstbauten, soweit sie schon projektiert sind, und den markantesten Teilen der Landschaft, 3. nach dem Detail- (endgültigen) Projekt Durchführung des vollständigen Schaubildes zur Kontrollierung und eventuellen Abänderung des Detailprojektes. Je früher hier mit

doch bieten auch sie wieder die Möglichkeit, von verschiedenen Standpunkten aus betrachtet werden zu können, obwohl sie meistens nur in der Draufsicht verwendet werden.

Der ein perspektographisches Schaubild arbeitende Künstler muß auf jeden Fall, auch wenn er die Perspektive nicht selbst konstruiert, über Voraussetzungen verfügen, die sonst von einem Landschaftsmaler nie verlangt werden. Er muß gründliche Kenntnisse in der Kartographie, wenn möglich auch im Mappieren haben, er muß in der Lage sein, Pläne und Schnitte jeder Art „lesen“ und hierauf sinngemäß in seine Landschaftsstudien einpassen zu können. Praktische Erfahrungen in den Grundkenntnissen der Geodäsie sind gleichfalls erwünscht. Fehlen derartige Voraussetzungen, so ergeben sich auch dann, wenn der Maler nicht selbst die Perspektive arbeitet, kaum überwindliche Schwierigkeiten. Fühlt sich der Maler (Ingenieur) im landschaftlichen Zeichnen nicht sicher genug, so möge er den etwas überschätzten Perspektographen verwenden. Aber ein Maler, der unfähig ist, ohne dieses Hilfsmittel die Landschaft mit der vielfältigen und so wichtigen Modellierung des Terrains mit geradezu kartographischem Raumverständnis wiederzugeben, soll überhaupt derartigen Arbeiten fernbleiben. Es könnten Fehllösungen mit bösen Folgen entstehen, wenn auch das Bild „schön“ ist.

Konstruiert ein Ingenieur die Perspektive (einen Perspektographen wird er hierzu kaum brauchen), so genügt es, wenn er dem Maler diese, zusammen mit einigen ein-konstruierten landschaftlichen Hilfspunkten, übergibt (z. B. Kirche bei A, Höhe 564 m, Brücke bei B). Verfehlt wäre es, wenn der konstruierende Ingenieur freihändig oder mit dem Perspektographen auch die Landschaft bildmäßig mitzeichnet, es wäre denn, der Ingenieur besäße die künstlerischen Fähigkeiten, um auch die Tätigkeit des Malers zu übernehmen. Vereinheitlichung der Schaffung eines Schaubildes in einer Hand ist wenigstens in den Fällen a) und b) anzustreben, bei c) empfiehlt sich wegen der immerhin ziemlich heiklen Materie die Konstruktion der Perspektive durch einen Fachingenieur.

Die beste Maltechnik für das Schaubild ist Aquarell oder Tempera; Öl soll erst bei großen Formaten verwendet werden. Die Darstellung muß so naturalistisch wie möglich sein, handelt es sich hier doch um ein vollkommen naturgetreues Bild eines geplanten Objektes im Raum; künstlerische Probleme entfallen daher, auch wenn es dem Maler schwerfällt, auf sie zu verzichten. Wohl aber obliegt ihm die wichtige, nicht immer leichte und oft übersehene Aufgabe, durch Wolkenschatten, Betonung, ja sogar Überbetonung von Terraineinzelheiten, durch malerisches Hervorheben sonstiger Details, jene größtmögliche Raumklarheit zu schaffen, durch welche erst die Wirkung des technischen Objekts in der Landschaft restlos deutlich wird. Denn es handelt sich stets — es muß dies immer wieder betont werden — um Projektierungsbehelfe. Eine solche Wirkung erreicht der Maler aber nur dann, wenn ihm die Kartographie zur zweiten Natur geworden ist.

Das v. Rankesche Perspektivverfahren ist bisher bei den Autobahnen in Deutschland und Österreich in der Ebene, im Hügelland und im Mittelgebirge verwendet worden. Erfahrungen aus alpinen Räumen fehlen, wenig-

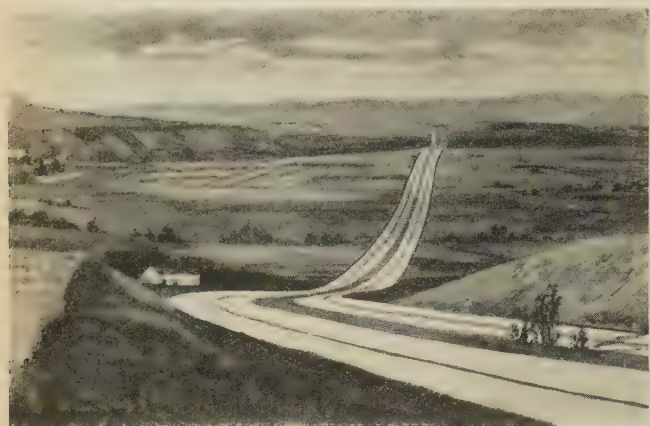


Abb. 5. Projektierte Reichsautobahn nördlich von Brünn.
Konstruktion: Bauleitung Mähr. Trübau.
Schaubild: Prof. E. Schaffran, 1941.

den perspektivischen Untersuchungen begonnen wird, desto besser ist es für den Ablauf der Planung und ... für das Budget.

Zieht sich die projektierte Straßentrasse stark in die Raumentiefe und ist vom Standpunkt aus ein mehrere Kilometer umfassender Streckenteil zu sehen, so können zur räumlichen Vorstellung der Straßenachse Gradientenmodelle verwendet werden. Sie sind im Grunde nichts anderes als ausgeschnittene und dem Lageplan sinngemäß aufgesetzte Höhenpläne (H. Lorenz). Diese Gradientenmodelle, meist 1:10 verzerrt, zeigen zwar die Steigungsverhältnisse, und, sieht man die unverzerrten Modelle von einem Punkt aus an, der ungefähr dem Standpunkt der konstruierten Perspektive entspricht, auch die Perspektive der Achse, nie aber die ganze Straße mit ihren Kunstbauten, und am wenigsten den umliegenden Raum. Dagegen erlauben Gradientenmodelle Ansichten von verschiedenen Blickpunkten aus, ohne deshalb das Schaubild mit seiner malerischen Gestaltung von Straße und Raum ersetzen zu können. Doch ist eine erfolgreiche Verwendung von Gradientenmodellen zusammen mit Perspektiven (Schaubildern) mitunter möglich (Abb. 5).

Auch die besonders bei Hochbauten und Stadtregulierungen üblichen, meist weißen plastischen Modelle können ein in aller Farbigkeit, mit allen Licht- und Schattenwirkungen und mit allen Naturdetails erscheinendes Schaubild nie ersetzen. Dies alles fehlt den, aus Gründen des Werkstoffes auch stilisiert erscheinenden Raummodellen,

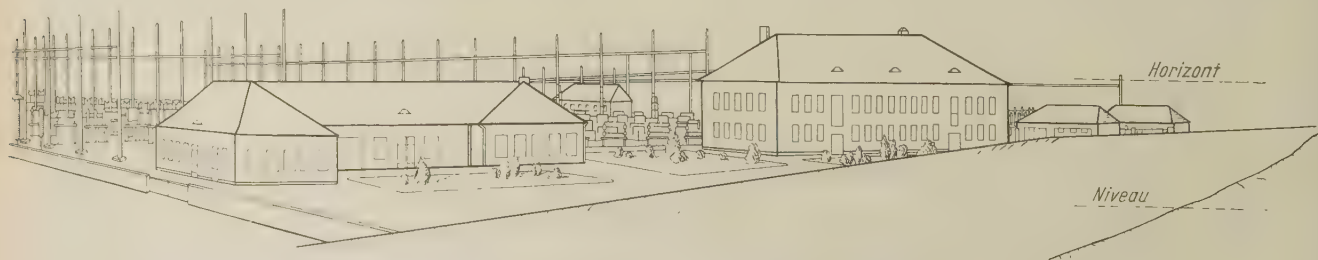


Abb. 6. Perspektographie des geplanten Umspannwerkes in Völkermarkt (Kärnten). Ohne Landschaft.
Planung: Österreichische Verbundgesellschaft. Konstruktion: Prof. E. Schaffran (Wien), 1955.



Brunnenbau Tiefbohrungen

Grundwasserabsenkungen

Pfahlgründungen

Baugrunduntersuchungen

Johannes Brechtel, Ludwigshafen/Rh.

Telefon 6 28 28/29 · Fernschreiber Nr. 046 327

Bremen Hamburg München Stuttgart

Tel. 49 01 50 Tel. 77 53 77 Tel. 3 32 52 Tel. 24 03 34



Stelcon

INDUSTRIE-BODENBELÄGE
für jede Betriebsbeanspruchung

Stelcon
im Ausland

Holland
Belgien
Frankreich
Luxemburg
Schweiz
Österreich
England
Dänemark
USA

Mittelamerika
und Karibisches
Gebiet

Südafrika
Indonesien

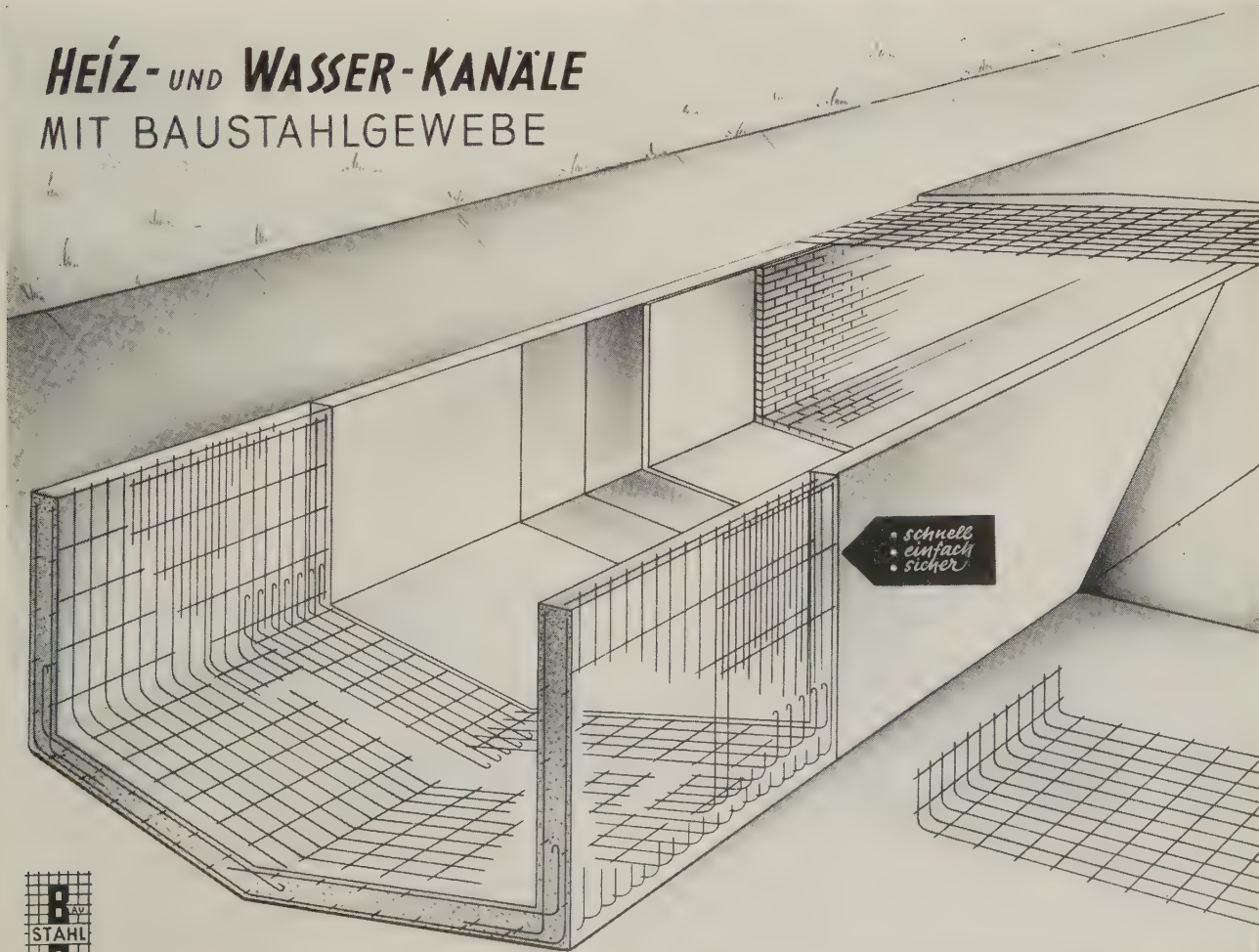


Stelcon - FRITZ EBENER
INDUSTRIEBÖDEN

Hauptverwaltung: Essen, Alfredstraße 96, Stelcon-Haus
Telefon 7 18 51, Fernschreiber 0857 833

Stelcon-Werke: Neuß/Rhein-Hafen

HEIZ- UND WASSER-KANÄLE MIT BAUSTAHLGEWEBE



BAUSTAHLGEWEBE G. M. DÜSSELDORF
B. H.





30 m FREITRAGENDE, NACH DEM SPANNVERFAHREN „MONIERBAU“ VORGESpanNTE FACHWERK-
BINDER IN 12 m ABSTAND TRAGEN DIE SHEDDÄCHER DER HALLE PRINZ AG AUGSBURG

BETON- UND MONIERBAU A-G

HAUPTVERWALTUNG: DÜSSELDORF; GOETHESTRASSE 36a, FERNRUF 66 041

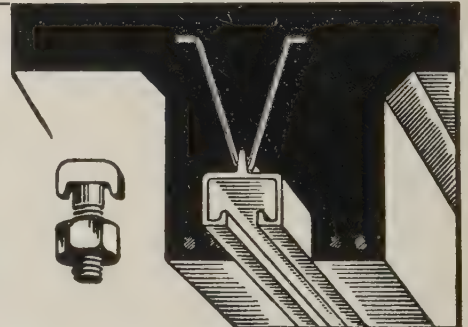


Berlin NW 87, Reuchlinstraße 10-17 Telefon: 39 28 58
Techn. Büro Essen, Franziskastraße 2 Tel.: 516 49

Beton-Spritzmaschinen, Beton-Injektoren,
Verkauf - Vermietung, Ausführung von Torkretie-
rungen an Massivdecken u. Stahlbetonkonstruktionen

**DKG-
Anker-
schienen**

**Jordahl-
Schienen**



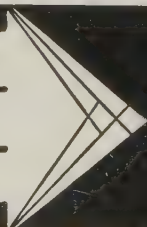
Deutsche Kahneisen Ges. West G.m.b.H.
Berlin-Wittenau, Wilhelmsruher Damm 231—245

Telefon: 49 30 90 Telegr.-Adr.: Kahneisen
Lager: Troisdorf bei Köln und Berlin-Wittenau

CERINOL Beton- und Mörteldichtungsmittel

PLASTIKOL Dachschutz und Isoliermasse

EUROLAN Schutz- und Isolieranstrich



BAUTENSCHUTZ

DEITERMANN

CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RUF. 187

tens aus den deutschsprachigen Gebieten. Diese Konstruktion wird sich auch im Hochgebirge gut verwenden lassen; jedoch werden die anderen Gehänge-, Tal- und Lichtverhältnisse die Wahl des Standpunktes beeinflussen und damit auch die konstruktive Durchführung, bei der Strahlenperspektive ebenso wie bei der Technik Ranges. Die malerische Raum- und Luftperspektive wird im Hochgebirge wegen seiner starken vertikalen Gliederung schwierig sein, schwerer wird sich die Darstellung wieder wegen der engen Täler und einer oft großen Raumbreite bei geringer Raumbreite gestalten. In solchen Eng-

tälern können hingegen die sonst in der Luft liegenden idealen Standpunkte mühelos auf Grate, Rückfallgruppen und Gehänge verlegt werden, was für die Verdeutlichung der tiefenräumlichen Wirkung nur günstig ist. Abb. 2 zeigt ein solches perspektivisch konstruiertes Schaubild aus dem Hochgebirge. In diesem sind Projektierungsfälle unter b) und c) durch Perspektographien schon wiederholt und mit Erfolg untersucht worden.

Aus den nicht deutschsprachigen Ländern sind mir Erfahrungen mit den hier beschriebenen Schaubildern leider nicht bekannt geworden.

Kurze Technische Berichte

Setzungsmessungen an sechs auf Ton gegründeten Bauwerken

Die fortschreitende Verfeinerung unserer theoretischen Erkenntnisse über die Spannungsausbreitung im Boden, die in vielen neuen Veröffentlichungen über dieses Thema zum Ausdruck kommt, bedarf einer ständigen Überprüfung an ausgeführten Bauwerken, da sich nur hierdurch erweisen kann, wie weit die vorgeschlagene Theorie mit der Wirklichkeit übereinstimmt und als tatsächliche Verbesserung gelten kann. Diese Überprüfung ist allein durch eine sorgfältige Messung der Setzungen geeigneter Bauwerke und eine nicht weniger sorgfältige Auswertung des Meßergebnisses möglich, unter Verwendung der vorhergegangenen Bodenuntersuchungen, Berücksichtigung des Bauvorgangs u. a. Das Ergebnis einer solchen „Setzungsanalyse“ gibt nicht nur über die Treffsicherheit der vorgenommenen Setzungsberechnung und der zugrundegelegten Annahmen über die Spannungsverteilung Aufschluß, sondern man erhält durch die gemessenen Verformungen in Verbindung mit einer Beobachtung etwaiger Setzungsschäden auch einen Einblick, wie der betreffende Baustoff und die angewandte Konstruktion sich den Setzungen gegenüber verhalten haben, was für die künftige Gestaltung der Bauwerke von großer Bedeutung sein kann.

Die systematische Durchführung derartiger Setzungsanalysen ist im Ausland verbreiteter als bei uns, wo man sich bei der Mitteilung über das Ergebnis durchgeführter Setzungsmessungen leider meist darauf beschränkt, die Endsetzungen zu nennen und allenfalls das Zeit-Setzungsdiagramm abzubilden*. Wie wichtig diese Frage z. B. in England genommen wird, geht daraus hervor, daß im September 1955 in London eine Tagung mit dem Thema „Beziehungen zwischen berechneten und gemessenen Spannungen und Verschiebungen in Baukonstruktionen“ stattfand, auf der in drei Vorträgen auch die durch den Baugrund verursachten Bauwerksverformungen behandelt wurden.

In der am Schluß zitierten Quelle wird über Setzungsanalysen von sechs Bauwerken berichtet, von denen drei in London in festem, hoch vorbelastetem Ton und drei in Chicago in weichem und nicht vorbelastetem Ton gegründet worden sind. Der gesamte Setzungsvorgang wird in der folgenden Form aufgegliedert (Abb. 1):

a) Aushub der Baugrube, Entlastung des Untergrundes um p_v ; dadurch Hebung der Gründungssohle um s_v .

b) Belastung des Untergrundes durch das Bauwerk um den Betrag p_v ; dadurch Setzung der Gründungssohle um s_v .

Zu diesem Zeitpunkt ist die zusätzliche Belastung Null; erst von hier ab tritt also eine zusätzliche Belastung („Netto-Be-

lastung“ p_n) ein und erst von hier ab ist die „Netto-Setzung“, die durch die bodenmechanischen Voruntersuchungen und die Setzungsberechnung ermittelt wird, zu rechnen.

c) Belastung des Untergrundes durch die Gesamt-Nettolast des Bauwerks $p_n = p - p_v$. Die dadurch bis zum Ende der Bauzeit ausgelöste Setzung beruht auf zwei Ursachen: sie kann deshalb in zwei Anteile zerlegt werden:

c 1) In die sofortige Setzung s_s , die ohne Änderung des Wassergehaltes, d. h. in einem wassergesättigten Tonboden ohne Volumenänderung, auftritt;

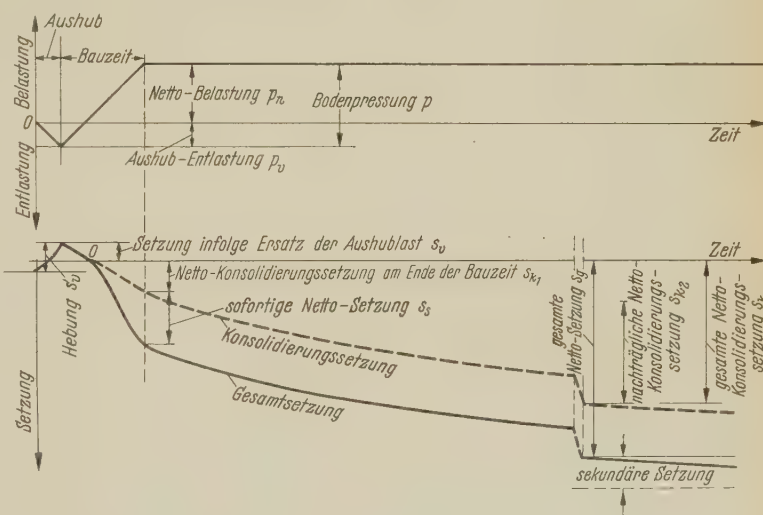


Abb. 1. Aufteilung und Definition der Setzungen unter einem Bauwerk.

c 2) In die Konsolidierungssetzung s_{k1} gemäß der Konsolidierungstheorie von Terzaghi. Sie beruht auf dem Verdrängen des Porenwassers, d. h. sie ist mit einer Volumenänderung des Bodens verbunden.

d) Nachträgliche Konsolidierungssetzung s_{k2} . Sie rechnet bis zu dem Zeitpunkt, wo das Porenwasser sich den neuen Druckverhältnissen angepaßt hat und wieder spannungsfrei ist.

e) Sekundäre Setzung. Sie tritt trotz des wieder spannungsfrei gewordenen Porenwassers auf und entspricht nicht mehr der Konsolidierungstheorie von Terzaghi. Sie ist in ihren Ursachen noch nicht voll geklärt, jedoch dadurch eindeutig bewiesen, daß sorgfältig gemessene Zeit-Setzungslinien von Bauwerken in Ton oft keine horizontale Asymptote, wie es der Konsolidierungstheorie entspräche, sondern eine geneigte Asymptote besitzen.

Die Erfahrungswerte über die Setzungen unter a) und b), d. h. beim Aushub der Baugrube und beim Ersetzen der Vorbelastung durch einen Teil der Bauwerkslast, halten die Verfasser für zu ungenügend, als daß hierüber eine Folgerung allgemeiner Art gezogen werden könnte. Bei der geringen Wasserdurchlässigkeit von Ton schätzen sie weiterhin die Setzung unter c 2), d. h. die Konsolidierungssetzung s_{k1} am Ende der Bauzeit gering ein, so daß sie bei der Durchführung der Setzungsanalyse oft vernachlässigt werden kann. Das gleiche

* Der Bericht bearbeitet z. Z. mit Mitteln der Deutschen Forschungsgemeinschaft und mit Unterstützung der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau einen Forschungsauftrag, für Bauvorhaben, deren Setzungen gemessen wurden bzw. werden, Setzungsanalysen nach einheitlichen Gesichtspunkten vorzunehmen. Um Mitteilung geeigneter Objekte an die Degebo, Berlin-Charlottenburg, Lebensstr. 1, wird gebeten.

gilt für die sekundäre Setzung, so daß für die Setzungsanalyse zunächst nur die sofortige Setzung s_s am Ende der Bauzeit und die anschließende Konsolidierungssetzung s_{k2} sowie deren zeitlicher Ablauf verbleiben.

Die sofortige Setzung s_s wird, sofern der Ton unterhalb der Gründungssohle als ausreichend homogen angesehen werden kann, nach der von Schleicher [1] aufgestellten Gleichung für den elastisch-isotropen Halbraum:

$$s_s = p_n \cdot \frac{1 - \mu^2}{E} \cdot b \cdot I \tag{1}$$

berechnet, worin p_n die Netto-Belastung, μ die Poissonsche Zahl, E die Elastizitätsziffer, b die Fundamentbreite und I ein Faktor ist, der einerseits das Verhältnis von Länge zu Breite des Fundaments und andererseits das Verhältnis der Tiefenlage und Schichtstärke des Tons zur Fundamentbreite berücksichtigt [2]. μ kann, da es sich bei wassergesättigtem Ton um einen volumenbeständigen Stoff handelt, gleich 0,5 gesetzt werden, während E durch einen (schnellen) Zylinderdruckversuch mit einer ungestörten Probe bestimmt werden muß.

Die Konsolidierungssetzung s_{k2} wird gemäß der Konsolidierungstheorie Terzaghi's unter Zugrundelegung der Spannungsausbreitungsgesetze von Boussinesq, gegebenenfalls unter Einführung von Korrekturen zur Berücksichtigung der Steifigkeit und der Gründungstiefe des Bauwerks, berechnet. Ist Δp_n die zusätzliche Netto-Belastung der Tonschicht in beliebiger Tiefe z und dz die Dicke eines Elements der Schicht, so ist die gesamte Konsolidierungssetzung bei einer Gesamtmächtigkeit Z der Tonschicht:

$$s_{k2} = \int_0^Z \Delta s_m \cdot \Delta p_n \cdot dz \tag{2}$$

Hierin ist Δs_m die auf die Probenhöhe bezogene Setzung einer ungestörten Probe beim Kompressionsversuch, bezogen auf den in Frage kommenden Lastbereich $p_{n2} - p_{n1}$ in der Tiefe z (Dimension: cm^2/kg). Der reziproke Wert ist mit dem im deutschen Schrifttum üblichen Begriff der Steifezahl identisch.

Dem vorstehenden Gedankengang gemäß müßten zur Berechnung der Gesamtsetzung s_g die Teilsetzungen s_s und s_{k2} addiert werden. Die Setzung s_{k2} tritt theoretisch gegenüber der Setzung s_s um so mehr in den Vordergrund, je dünner die Tonschicht ist und je tiefer sie unter der Gründungssohle liegt. Ist dagegen die Tonschicht sehr stark und liegt die Gründung etwa unmittelbar in einer mächtigen Tonablagerung, so treten neben der Konsolidierungssetzung auch bedeutende seitliche

Verformungen auf, die die sofortigen Setzungen verursachen und theoretisch ihre Berücksichtigung bei der Setzungsberechnung durch Anwendung von Gl. (1) erfordern. Tatsächlich hat aber die Nachprüfung von 20 Setzungsbeobachtungen [3], bei denen die mittlere Abweichung zwischen den berechneten und gemessenen Setzungen nur + 5 % betrug, während die Grenzwerte zwischen rd. - 30 % und rd. + 50 % lagen, gezeigt, daß die alleinige Anwendung von Gl. (2) zu einer besseren Übereinstimmung mit den wirklichen Gesamtsetzungen führt als die gemeinsame Anwendung von Gl. (1) und (2). Gl. (2) darf also nicht nur zur Berechnung der Konsolidierungssetzung s_{k2} , sondern — wie auch allgemein üblich — zur Berechnung der Gesamtsetzung s_g , d. h. einschließlich der sofortigen Setzung s_s , benutzt werden. Dies entspricht den Angaben der DIN 4019 [4] vom Mai 1955, wo die Berechnung der Gesamtsetzung ebenfalls allein auf die Bestimmung der Setzung gemäß Gl. (2) abgestellt ist.

Eine besondere Bedeutung sehen die Verfasser aber in der sofortigen Setzung s_s bei der Untersuchung des zeitlichen Setzungsverlaufs. Die Setzung zum Zeitpunkt t nach Aufbringer der Last wird gewöhnlich, entsprechend der Konsolidierungstheorie Terzaghis, mit Hilfe des Verfestigungsgrades U nach

$$s_t = U \cdot s_g \tag{3}$$

bestimmt, was einschließt, daß:

$$s_t = U \cdot (s_s + s_{k2}) \tag{4}$$

ist. Die Verfasser empfehlen demgegenüber die theoretisch zutreffendere Gleichung:

$$s_t = s_s + U \cdot s_{k2} \tag{5}$$

Da U während der Konsolidierung stets < 1 ist, ist die durch Gl. (3) oder (4) dargestellte Setzung kleiner als die durch Gl. (5) dargestellte Setzung. Die letzten Gleichungen ergeben also einen schnelleren Setzungsablauf. Dies entsprach in allen untersuchten sechs Fällen der Wirklichkeit mehr als der mit Hilfe von Gl. (3) oder (4) berechnete Setzungsverlauf (Abb. 2) obwohl die Rechnungen keine voll befriedigende Übereinstimmung mit den Messungen lieferten und erneut zeigten, daß der zeitliche Setzungsverlauf der am schwierigsten zu bewältigend Teil der Setzungsberechnungen ist.

Die Daten über die Gründungsverhältnisse der sechs beobachteten Bauwerke in London und Chicago enthält Tabelle 1. Der über eine Zeitdauer von 68 Jahren beobachtete Auditorium Tower in Chicago gilt als das am längsten auf Setzungen hin beobachtete Bauwerk der Welt. Während es sich bei den drei englischen Bauwerken um Gründungen auf einzelnen Pfeilern handelt, sind bei den amerikanischen Bauwerken gleichsamer

Tabelle 1. Zusammenstellung der Ergebnisse

Bauwerk	Erbaut	Zeitdauer der Beobachtung (Jahre)	Abmessungen der Fundamente (m)			Beschaffenheit des Tons			Mächtigkeit des Tons unterhalb der Gründung (m)	Bodenpressung (kg/cm ²)	Netto-Belastung (kg/cm ²)	Zahl der beobachteten Pfeiler	Gesamte Netto-Setzung s_g (cm)			Netto-Setzung am Ende der Bauzeit s_b (cm)				
						Zustand	Steifezahl (kg/cm ²)	Elastizitätszahl (kg/cm ²)					gemessen s_{g1}	berechnet s_{g2}	$s_{g2} : s_{g1}$	gemessen s_{b1}	berechnet s_{b2}	$s_{b2} : s_{b1}$	$s_{b1} : s_g$	
			b	l	t															
London	Fire Testing Station	1935	4	1,53	3,05	2,14	stark vorbelastet und vorverdichtet	64	109	6,1	1,20	0,87	7	1,78	1,65	0,93	0,76	1,02	1,33	0,43
	Chelsea Bridge	1937	18	8,54	32,3	9,45		145	381	18,3	4,36	1,85	2	5,33	8,37	1,57	3,05	2,54	0,83	0,57
	Waterloo Bridge	1941	16	8,24	35,7	6,71		121	381	12,2	?	2,72	4	8,63	13,2	1,53	2,79	3,05	1,09	0,32
Chicago	Masonic Temple	1891	22	38,1	55,5	4,27	nicht vorbelastet, nur Selbstverdichtung	16—36	~38	15,0	1,50	0,73	4	24,9	22,4	0,90	5,84	10,2	1,74	0,24
	Monadnock Block	1892	55	16,8	64,6	3,66		22—55	~38	18,6	1,90	1,20	1	55,9	40,6	0,73	12,7	21,6	1,70	0,23
	Auditorium Tower	1889	68	20,7	30,5	5,18		16—36	~38	16,5	2,00	1,24	mittlere Setzung	61,0	55,9	0,92	23,1	26,9	1,16	0,38

biegeable Plattendründungen vorhanden, da die einzelnen Feiler so dicht aneinanderliegen, daß sie 73 bzw. 80 % des Grundrisses bedecken. Bei dem Auditorium-Tower ist von einer praktisch steifen Gründungsplatte auszugehen.

Die beobachteten Netto-Gesamtsetzungen mit Beträgen von 2 bis rd. 60 cm und die beobachteten Netto-Setzungen am

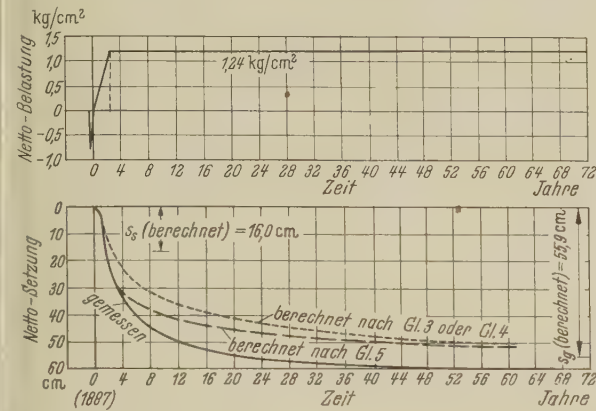


Abb. 2. Gemessene und berechnete Setzung des Auditorium-Towers (Chicago).

ende der Bauzeit sind in Tabelle 1 den zugehörigen berechneten Netto-Setzungen gegenübergestellt. Außerdem sind die jeweiligen Verhältniswerte der berechneten und beobachteten Setzung angegeben. Die Setzungen wurden jeweils in der Weise berechnet, daß zunächst gemäß Gl. (1) die Setzungen s_s und gemäß Gl. (2) die Setzung s_{k2} bestimmt wurde, wobei bei der Spannungsermittlung die Einflüsse der Gründungstiefe (gemäß dem Verfahren von Fox [5]) und der Steifigkeit des Bauwerks berücksichtigt wurden. Sodann wurde gemäß den obigen Ausführungen $s_{k2} = s_g$ gesetzt und der zeitliche Setzungsverlauf unter Verwendung der Lösungen für die ebene und — soweit vorhanden — räumliche Porenwasserströmung nach Gl. (5) $s_{k2} = s_g - s_s$ berechnet (Abb. 2). Aus ihm wurde die in der Tabelle 1 aufgeführte Setzung am Ende der Bauzeit s_{b2} entnommen.

Wie die entsprechenden Spalten der Tabelle 1 zeigen, sind die berechneten Gesamtsetzungen in vier Fällen (bis zu 27 %) zu klein und in zwei Fällen (bis zu 57 %) zu groß. Dies stimmt mit dem oben schon mitgeteilten Ergebnis von Setzungs- nachprüfungen an 20 Bauwerken gut überein. Demgegenüber ist die berechnete Setzung am Ende der Bauzeit nur in einem Fall (um 17 %) zu klein, in allen anderen Fällen (bis zu 74 %) zu groß. Das wird damit erklärt, daß der Zylinderdruckversuch — besonders für den nicht vorbelasteten und verhältnismäßig weichen Ton in Chicago, wo sich stets eine zu große rechnerische Setzung ergab — ein zu ungünstiges Ergebnis für die Elastizitätsziffer, der die Rechenwerte nach Gl. (1) stark beeinflusst, liefert. Dagegen ist in diesem Boden der Kompressionsversuch verhältnismäßig einwandfrei durchführbar, so daß die Gesamtsetzung bei den drei amerikanischen Bauwerken recht genau (i. M. — 15 %) berechnet werden konnte.

Die letzte Spalte der Tabelle 1 zeigt noch das Verhältnis der gemessenen Netto-Setzung am Ende der Bauzeit zur gesamten Netto-Setzung. Die Setzung am Ende der Bauzeit betrug hiernach rd. $\frac{1}{4}$ bis rd. $\frac{1}{2}$ der Gesamtsetzung, was der Erfahrung, daß die Gesamtsetzung im Ton rd. 2–6mal so groß wie die Setzung am Ende der Bauzeit sein kann, entspricht. Nach The Inst. Civil Eng. 4 (1955) Part I, Nr. 4 S. 525.]

Dr.-Ing. H. Muhs, Berlin.

Literatur

Schleicher: Bauingenieur 7 (1926), S. 931.
z. B. Steinbrenner: Straße 1 (1934), S. 121.
MacDonald, D. H., und A. W. Skempton: Proc. Conf. on the Correlation between Calculated and Observed Stresses and Displacements in Structures. London 1955.
DIN 4019, Blatt 1: Baugrund-Setzungsrechnungen bei lotrechter, mittlerer Belastung. Richtlinien.
Fox: Proc. 2. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. 1948, Rotterdam, Bd. 1, S. 129, Bd. 2, S. 236.

Stahlbeton-Wohnhaus 39 Geschosse hoch

In Havana auf Cuba geht ein Hochhaus der Vollendung entgegen, das wegen seiner Abmessungen zu den größten Stahlbetongebäuden gerechnet werden muß. Es hat die Form eines breiten Y, eine Höhe über den Fundamenten von 122,5 m und enthält 39 Geschosse, davon 30 Wohngeschosse. In den unter-



Abb. 1.

sten vier Geschossen sind Garagen für 500 Fahrzeuge, Läden und Geschäftsräume untergebracht. Das 5., ein Garten- oder Hofgeschoß mit Schwimmbecken, ist durch eine Rampe von der Straße aus befahrbar. Es diente während des Baues als Lagerfläche für die Baumaterialien (Abb. 1).

Die tragenden Elemente sind die durch die ganze Gebäude-tiefe von 16,5 m hindurchgehenden, 28 cm dicken Wohnungstrennwände, die nur in den untersten Geschossen zur Ermöglichung des Querverkehrs trapezförmige Öffnungen und in den obersten Geschossen eingemauerte Sparöffnungen erhalten haben. Die sich über diese Wände spannenden Decken sind 17 cm dick und kreuzweis bewehrt (Abb. 2).

In den Wohngeschossen sind die Flure als Laubengänge ausgekragt, und zwar so, daß jeweils von einem Flur zwei Ge-

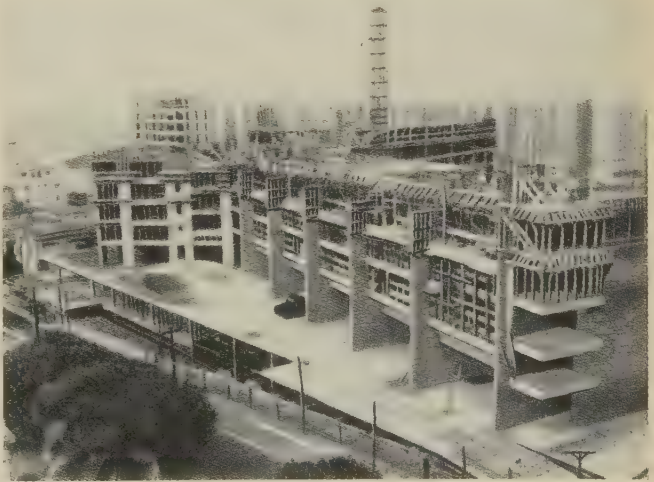


Abb. 2.

schosse zugänglich sind. Für vier benachbarte Etagen ist außerdem ein weiterer Laubengang für das Bedienungspersonal eingeschaltet.

In einem Geschoß liegen 13 Wohnungen von rd. 120 m² Wohnfläche; sie alle haben die Möglichkeit der Querlüftung. Im Zentralpunkt des Gebäudes, wo der Stamm des Y an die Schenkel anschließt, befinden sich vier Personen-, zwei Lastaufzüge und für die obersten Aussichts- und Restaurantgeschosse zwei Schnellaufzüge.

Die Fundamente unter den tragenden Wänden bestehen aus unbewehrtem Beton. Der Baugrund ist Kalkfels, dessen Eignung durch Bohrungen, Festigkeitsuntersuchungen und Belastungsproben genauestens erforscht wurde. Die zulässigen Pressungen wurden zu 30 kg/cm², an der Südecke des Gebäudes, wo der Kalkstein weicher ist, zu 10 kg/cm² festgelegt. Für die

Wände wurde Beton von 210 kg/cm² bis 500 kg/cm² Festigkeit eingebaut. Der Berechnung wurden als lotrechte Nutzlast 146 kg/cm², als Windlast gleichmäßig auf die volle Höhe des Gebäudes 293 kg/cm² zugrundegelegt. Die Rechnungsergebnisse wurden an einem Sperrholzmodell überprüft. Als Sicherheitsfaktoren wurden festgelegt für

Axialkräfte	aus ständiger Last 2,0, Nutzlast 3,0
Biegung	aus ständiger Last 1,5, Nutzlast 3,0
Wind	1,33
Temperatur und Schwinden	1,25.

Die Kosten für das Bauwerk stellen sich auf 6 Mio. Pesos (1 Peso = 1 Dollar). Die Wohnungen werden als Eigentumswohnungen verkauft, wozu ein kürzlich erlassenes kubanisches Gesetz, das „Horizontal Property Law“, die Grundlage bietet. [Nach Eng. News-Record 155 (1955) Nr. 4, S. 34.]

Dr.-Ing. Merkle, Düsseldorf.

Der größte Löffelbagger der Welt

In „The Marion Groundhog“ vom Februar 1956 berichtet die Firma über den größten Bagger, der zur Abraumbeseitigung in einer Kohlengrube in Georgetown südöstlich von Cadiz, Ohio, in Betrieb genommen wurde. Das Gerät, das Mitte Januar 1956 mit einem Gewicht von 2500 t fertiggestellt wurde, hat den Spitznamen „the Mountaineer“. Es ist mit einem Kostenaufwand von \$ 2,6 Mio gebaut worden. Seine größte



Abb. 1.

Höhe erreicht die eines 16-Stockwerkbauwerks; 46 m³ Boden kann es je Spiel fassen und wird doch nur von einem Mann bedient.

Am 19. 1. 1956 wurde der „Mountaineer“ der amerikanischen Presse, dem Fernseh- und Rundfunk sowie der Wochenschau vorgestellt, als er vom Montageplatz 1600 m bis zur Baustelle mit einer kurzen Unterbrechung durch Störungen an einer Kupplung lief. Fahren, Baggern, Schwenken und Entleeren wurden den Pressevertretern mit Erfolg vorgeführt.

Der Bau des Gerätes begann in den Werkstätten von „Marion“ im Oktober 1954 nach umfangreichen Vorarbeiten. Mit der Montage des Baggers wurde begonnen, als am 2. Juni 1955 das erste Raupenfahrwerk angeliefert war; sie dauerte ungefähr 7½ Monate. Der Aufbau erfolgte durch das Personal der Grube, lediglich die Überwachung dabei durch das des Marion-Werkes.

Bei gleichem Aufbau wie die Type 5760 ist der „Mountaineer“ hundertmal so groß wie die Type 32-M mit 0,55 m³ Löffelhinhalt. Der Riesenbagger wird von 16 Motoren der „General Electric“ angetrieben, wobei die schwersten Typen von Elektromotoren, die in USA gebaut werden, mit einer Spannung von 7200 V Verwendung finden. Die Hauptwechselstrommotoren haben eine Gesamtleistung von 4650 PS (also so wie die Antriebsleistung eines modernen Überseefrachters). Der gesamte Spitzenenergiebedarf des Baggers beträgt 6840 kW.

Der „Mountaineer“ hat eine Reißkraft von etwa 250 t. Er könnte eine Plattform mit 166 Kraftwagen 33 m hochheben, sie etwa über die Länge eines Fußballplatzes durch die Luft schwenken und auf das Dach eines 10stöckigen Bauwerkes absetzen, um dann für die nächste Ladung zurückzuschwenken;

das alles dauert etwa 45 sec. Der Löffel hat einen Inhalt von 46 m³ oder 90 t. Die Löffelmaße sind etwa 3,3 · 6,6 · 2,6 m. Der Bagger leistet 6500 t/h, also dreimal soviel wie sein eigenes Gewicht. Er arbeitet 3 · 8 Stunden am Tag.

Der Ausleger des Mountaineers ist 50 m, der Löffelstiel 30 m lang. Der Abraum kann 96 m von der Stelle, wo er gewonnen wurde, entfernt und 33 m über Planum wieder eingebaut werden.

Vier 450 PS-Motoren treiben das Hauptwindwerk an. Die beiden Hubseile haben 64 mm Durchmesser und sind 190 m lang. Zwei Pfeilrad-Antriebsräder mit 4,30 m Durchmesser treiben die Doppeltrommel an.

Die 8 Raupen, auf denen der Großbagger läuft, sind 7,60 m lang, 2,4 m hoch und 1,40 m breit. Jedes Raupenfahrwerk wiegt 60 t, und jedes Raupenpaar wird von einem 150 PS-Motor angetrieben.

Der Oberwagen des Mountaineers ist an 4 Punkten hydraulisch so abgestützt, daß er während der Arbeit über elektrischen Steuereinrichtungen auch bei unebenem Untergrund jeweils horizontal steht.

Jedes der mehr als 500 Lager des Baggers wird automatisch geschmiert. In bestimmten Intervallen drückt eine durch elektrische Steuerung betätigte Pumpe zu jedem Lager eine Schmierform, die weitaus wirksamer als das Handalschmieren ist.

Ein Mann bedient den Mountaineer; er steuert alle Vorgänge durch zwei Fußpedale und zwei Handhebel. Ein Schmierer überwacht die Arbeit der automatischen Schmierer und führt, wo notwendig, kleine Reparaturen aus. Wenn die Maschine fährt, muß ein Mann vom Boden aus die Raupen steuern.

Das Gerät kann aus jedem von zwei Bedienungsständen drei Stockwerke über Planum, an den vorderen Ecken des oberen Wagens bedient werden. Diese Bedienungsstände sind elektrisch geheizt, mit einer Belüftungsanlage und Fußbaunholzverkleidung versehen.

Ein Otis-Aufzug von 450 kg Tragkraft läuft im Königszapfen mit 1,8 m Durchmesser. Das Bedienungspersonal braucht also nicht mehr über eine Leiter am Oberwagen, sondern bei Stillstand der Maschine, zum Oberwagen zu klettern, sondern das Betreten des Baggers ist auch während des Baggers möglich. Ein Haustelesystem verbindet alle wichtigen Stellen der Baggers miteinander; außerdem ist er durch ein Kurzwellentelefon mit allen anderen Baggern der Grube, mit allen Personen- und Lastkraftwagen, die dort laufen, und dem Hauptbüro verbunden. Ein Lautsprecher gestattet es dem Bedienungsmann mit dem Personal außerhalb des Baggers zu sprechen.

G. Garbotz, Aachen

Über den Ausbau des Einzugsgebietes des Missouri (USA)

Das Einzugsgebiet des Missouri (Abb. 1) umfaßt 1,38 Millionen km², was etwa 1/6 der Fläche der USA entspricht. Der Missouri entspringt in den Rocky Mountains in Montana und fließt dann durch die halbariden Ebenen von Dakota, Nebraska und Kansas und mündet bei St. Louis in den Mississippi. Der jährliche Niederschlag wechselt zwischen 250 mm in den westlichen und 1150 mm in den östlichen Gebieten. Das Land wird mit Ausnahme einiger weniger Industriegebiete im Südosten landwirtschaftlich genutzt. Während im Oberlauf die Dürre das wichtigste Problem darstellt, so sind es im Unterlauf hauptsächlich die Hochwässer.

Der Plan einer geordneten Wasserwirtschaft des ganzen Gebietes, der sich über acht Staaten erstreckt, wurde 1944 ins Leben gerufen. Er sieht einige riesige Staubecken am Missouri und eine Unzahl mehr oder minder großer an seinen Nebenflüssen vor, die alle außer dem Hochwasserschutz noch verschiedenen anderen Zwecken dienen: der Bewässerung, der Schifffahrt, der Wasserversorgung und der Erzeugung elektrischer Energie.

Die Staubecken am Missouri sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt:

Stauwerk	Beckeninhalt km ³	Stauhöhe m	Kraft- erzeugung 1000 kW	Stand der Fertigstellung
Fort Peck	24,0	65	165	fertiggestellt
Garrison	28,4	53	400	teilweise
Oahe	29,4	63	425	im Bau
Big Bend	0,42	18,2	120	genehmigt
Fort Randall	7,8	42	320	fertiggestellt
Gavins Point	0,67	15,5	100	im Bau

Das Becken Fort Peck begann mit der Speicherung im Jahre 1938 und erzeugt Kraft seit 1943. Fort Randall und Garrison begannen mit der Speicherung 1952 bzw. 1953 und mit der Stromlieferung 1953 bzw. Herbst 1955. Es ist bemerkenswert, daß alle diese Staubecken Erddämme als Abschlußbauwerke aufweisen. Drei dieser Dämme sind in bezug auf die eingebauten Massen die größten der Welt. Fort Peck enthält 77 hm³ eingespülte und Garrison und Oahe je

57 hm³ im Trockenen eingebrachte Erdmassen. Zur Erdgewinnung und -förderung wurden dabei riesige Geräte entwickelt, wie die 8,4 m³-Schaufel und der LKW-Zug von rd. 30 m³ Inhalt. Abb. 2 zeigt eine große Schräg-Maschine zum Bau der Einlaufstollen bei Oahe. Unterhalb des untersten dieser Staubecken von Sioux City bis St. Louis wird der Missouri reguliert. Das Hochwasser-überschwemmungsgebiet erstreckt sich hier über etwa 800 000 ha



Abb. 1. Einzugsgebiet des Missouri mit den Talsperren.

Fertige bzw. zum Bau vorgesehene Talsperren:

- 1 Richland; 2 Rich Fountain; 3 Pomme de Terre; 4 Kasinger Bluff; 5 Stockton; 6 Nackleman Corner; 7 Scott; 8 Garnett; 9 Melvern; 10 Pomona; 11 Milldale; 12 Perry; 13 Turtle Creek; 14 Milford; 15 Glen Elder; 16 Kirvin; 17 Webster; 18 Norton; 19 Wilson; 20 Cedar Bluff; 21 Harry Strunk Lake; 22 Red Willow; 23 Enders; 24 Lake Swanson; 25 Pioneer; 26 Wray; 27 Narrows; 28 Snell Creek; 29 Bellwood; 30 Cairo; 31 Rockville; 32 Cushing; 33 Davis Creek; 34 Ashton; 35 Mullen; 36 Pigel; 37 Loretto; 38 Roiedale; 39 Olson; 40 Guernsey; 41 Glendo; 42 Alcova; 43 Pathfinder; 44 Kortess; 45 Seminole; 46 Brookfield; 47 Breymer; 48 Pattons Sour; 49 Trenton; 50 Mystic Mercer; 51 Rocky Ford; 52 Philip; 53 Cold Brook; 54 Edgemont; 55 Padkola; 56 Belle Fourche; 57 Keyhole; 58 Green Grass; 59 Bixby; 60 Blue horse; 61 Shade hill; 62 Thunderhawk; 63 Cannonball; 64 Heart Butte; 65 Dickinson; 66 Dronono; 67 Jamestown; 68 Alzada; 69 Moorhead; 70 Middle Fork; 71 Triangle Park; 72 Bull Creek; 73 Lake Solitude; 74 Lake de Smet; 75 Willow Park; 76 South Fork; 77 Little Horn; 78 Yellow Tail; 79 Reed Gulch; 80 Anchor; 81 Badwater; 82 Raft Lake; 83 Soral; 84 Onion Flat; 85 Cray Bull; 86 Du Noir; 87 Thief Creek; 88 Sunlight; 89 Nunter Mountain; 90 Sweet Grass; 91 Abearoka; 92 Snowy; 93 Rock Fork; 94 Hobson; 95 Stanford; 96 Portage; 97 Sun Butte; 98 Newlan; 99 Antelope; 100 Wells; 101 Canyon Ferry; 102 Berenice; 103 White Tail; 104 Apex; 105 Clara Canyon; 106 Brenner; 107 Landon; 108 Beacon; 109 Eldridge; 110 Tiger; 111 Fresno.



Abb. 2. Oahe-Talsperre bei Pierre (S.D.). Bauzustand Ende 1954. Im Vordergrund die Schräg-Maschine zum Bau der Einlaufstollen.

meist reichen Farmlandes und hat eine Breite bis zu 28 km. Das Hauptziel der 1929 begonnenen Regulierung ist die Herstellung einer 2,75 m tiefen Schifffahrtsrinne. Bis jetzt ist als kleinste Tiefe unterhalb Kansas 2,13 m und zwischen Kansas und Omaha 1,98 m erreicht. Die Arbeiten machen weiter gute Fortschritte. Im ganzen sind bis jetzt zwischen Kansas und Omaha rd. 80 000 ha Land durch 360 km neuer Deiche geschützt worden. Im Unterlauf zwischen Kansas und St. Louis ist man infolge mangelnder Weitsichtigkeit der Behörden mit dem Bau der Deiche und der Talsperren an den Nebenflüssen noch nicht besonders weit gekommen im Gegensatz zum Missouri oberhalb Kansas.

Das Gesamtaufkommen an Wasserkraft im Missouri-Gebiet beläuft sich auf rd. 1,5 Mio kW am Missouri und 1,2 Mio kW an den Nebenflüssen. Alle Kraftwerke sollen jährlich 15 Mia kWh erzeugen.

Die Städte am Kansasfluß und am Missouri erlebten im Jahre 1951 ein Hochwasser von bisher noch nicht verzeichneter Größe (14 200 m³/s) bei noch nicht fertigen Deichen. In der Stadt Kansas entstand dabei ein beträchtlicher Schaden von rd. 460 Mio Doll. Im Jahre 1952 kam dann wieder ein großes Hochwasser, das die Notwendigkeit von Schutzmaßnahmen erneut bewies. Im März hatte es in Montana und Dakota auf gefrorenem Untergrund außergewöhnlich große Schneefälle ge-

geben. Der Schnee wurde Ende März durch ein plötzliches Tauwetter für den oberen und mittleren Missouri in ein großes Hochwasser (11 400 m³/s) verwandelt. Durch die Wirksamkeit der wenigen schon fertigen großen Staubecken wurde die Hochwasserspitze gekappt, so daß mit den neu erbauten Deichen die Stadt Omaha allein z. B. vor 60 Mio Doll. Schaden, was etwa fünfmal die Herstellungskosten der Deiche ausmacht, bewahrt werden konnte.

Die neuen Staubecken schützen vor allen Dingen den Missouri auch vor Niedrigwässern. Zum Beispiel wurden im September/Okttober 1954 75 % des normalen Abflusses des

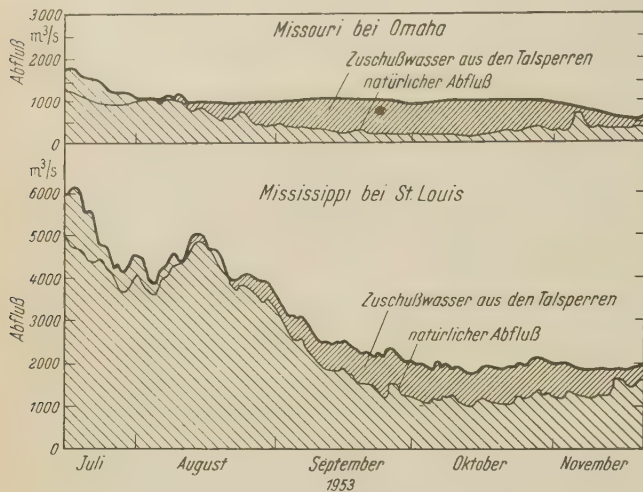


Abb. 3. Abflußverbesserungen während des Niedrigwassers.

Missouri bei Kansas und etwa 30 % bei St. Louis von den Talsperren als Zuschußwasser (Abb. 3) gegeben. Am Mississippi hätte im September 1954 ohne die Staubecken die Schifffahrt eingestellt werden müssen.

Abb. 4 zeigt das Anwachsen der Frachtschifffahrt auf dem unteren Missouri von 52 000 t im Jahre 1952 auf 287 000 t 1954. Für 1955 wurde ein Frachtraum von 500 000 t erwartet und

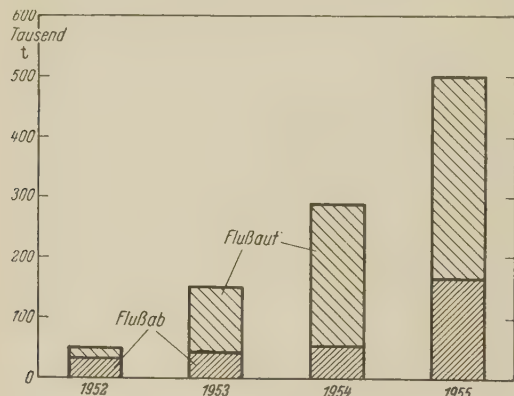


Abb. 4. Anwachsen der Schifffahrt auf dem Missouri.

nach 20 Jahren schlecht geschätzt von 5 Mio t. Stromauf wird Kohle, Stahl, Holz und Melasse, flußabwärts hauptsächlich Getreide befördert. [Nach Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. 81 (1955) Pap. No. 800.] Dr. Fritz Orth, Berlin.

Der Hampton-Straßentunnel

Im Zuge einer 36 km langen Straßenführung durch die im Gezeitenbereich liegende Bucht zwischen Hampton und Norfolk im südlichen Virginia ist der Hampton-Tunnel der Anfang und zugleich der wesentlichste Bauabschnitt. Er ist rd. 2100 m lang und wird aus 23 Tunnelabschnitten von je 90 m Länge zusammengesetzt. Der Querschnitt (Abb. 1) zeigt die Hauptabmessungen. Ein knapp 8 mm starker Stahlzylinder ist von einem äußeren, etwa achteckigen stählernen Mantelrohr umgeben. Zur Verbindung der Tunnelröhren wird der innere Stahlzylinder aus dem Tunnelabschnitt vorgezogen und mit einer Stahlmuffe versehen, in welche später beim Versetzen der Nachbarabschnitt mittels Ratschenspindel unter Wasser hineingezogen wird (Abb. 2). Die innere Auskleidung und die eigentliche Fahrbahnplatte bestehen aus Stahlbeton. Der Zwischen-

raum zwischen den beiden Stahlröhren wird im Zuge der Absenkung mit Beton verfüllt. Die Herstellung der Stahlkonstruktion geschah auf einer Werft bei Philadelphia. Hier wurde schon der Beton im Kiel eingebracht und auch die Sohlenschale innerhalb des Zylinders.

Der durch beidseitigen Schottenverschluß schwimmfähige Tunnelabschnitt wurde nach dem Stapellauf rd. 400 km über Se nach Norfolk geschleppt und dort, an einem Ausrüstungskai schwimmend, mit einem inneren Stahlbetonmantel versehen (Abb. 3). Die Stahlbewehrung für diese innere Auskleidung ist

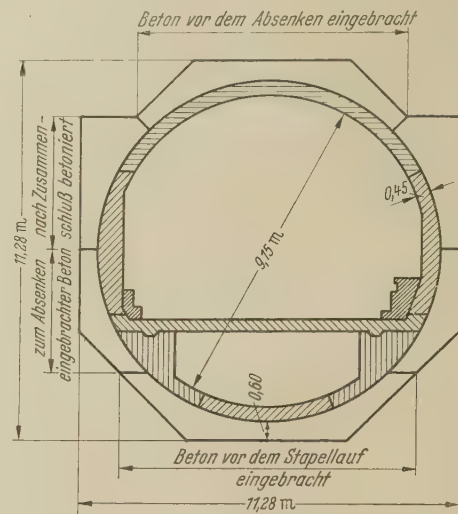


Abb. 1. Querschnitt des Tunnels.

geschweißt und wird auch mit der Wandung in zahlreiche Punkten verschweißt.

Da die Sohlenschale als erster Betonabschnitt innerhalb der Tunnelröhre noch auf der Werft eingebracht wurde, ist ein

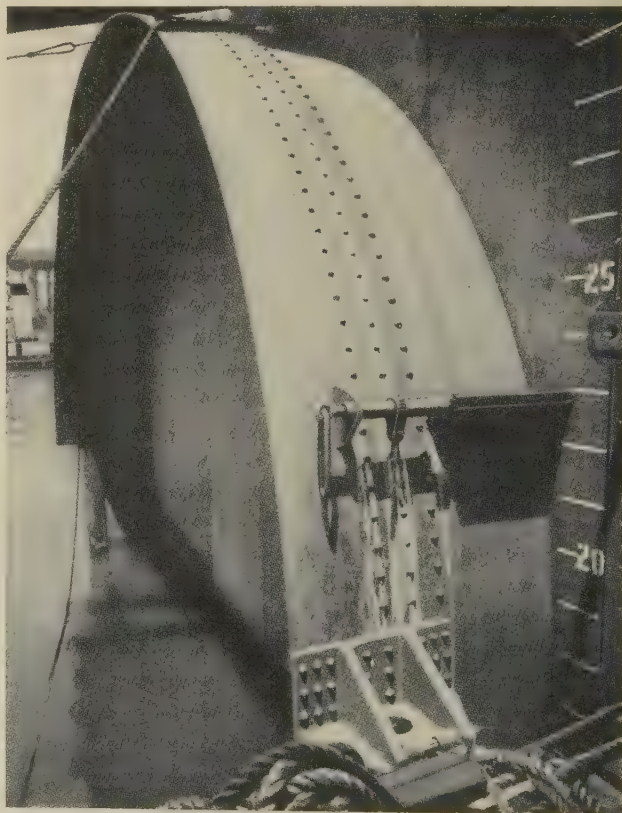


Abb. 2. Die Muffe zur Verbindung der Tunnelabschnitte.

Bettung vorhanden, auf der eine fahrbare Arbeitsbühne läuft von welcher aus die Bewehrung hergestellt wird. Die Arbeitsbühne trägt gleichzeitig die Schalung für die Fahrbahndeckenplatte. Der über dieser Deckenplatte liegende innere Stahlbetonmantel wird von einem zweiten Arbeitswagen ausgeführt

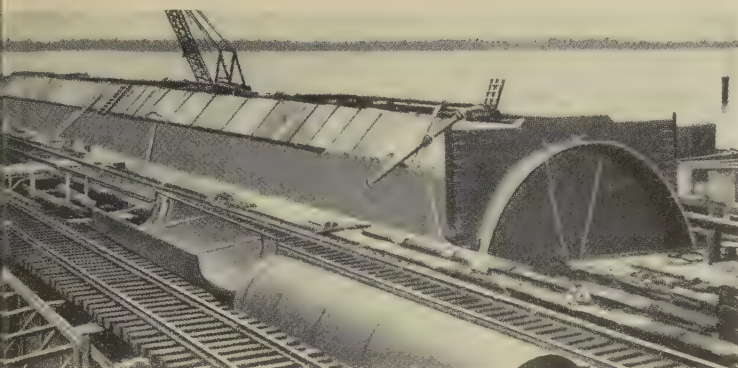


Abb. 3. Ein Tunnelabschnitt am Ausrüstungskai.

er auf der Fahrbahnplatte läuft und als Gerüst für die Seitenschalung wie auch für die Schalung der oberen Kalotte ausgebildet ist. Die innere Schalung ist aus Leichtstahllamellen zusammengesetzt und für die halbe Länge des Tunnelabschnittes vorhanden. Zunächst wird der mittlere Teil der Tunnelröhre betoniert, danach wird die Schalung in der Mitte des Tunnelabschnittes getrennt und von dem Schalungsgerüst zur Hälfte nach den Enden hin versetzt (Abb. 4). Es wird damit an Transportweg gespart und vor allem auch die symmetrische Belastung des während dieses Arbeitsvorganges schwimmenden Tunnelrohres gewährleistet. Der Beton wird von einem Ende her als Pumpbeton eingebracht und innerhalb der Tunnelröhre verfahren und hinter die Schalung gefüllt. Durch Außenrüttler wird für eine hinreichende Verdichtung gesorgt. Alle Gerüste und Schalungsteile sind weit zusammengebaut, daß sie durch eine Luke von nur $1,20 \times 1,80$ m Größe transportiert werden können. Im Tunnelinneren wird nur mit Preßluftwerkzeugen gearbeitet, um Unfallgefahren vorzubeugen.



Abb. 4. Versetzen der inneren Wandschalung.

Das Versenken erfolgt zwischen zwei durch schwere Querräger verbundenen Schiffsgefaßen (Abb. 5), wobei das Tunnelstück durch Vollbetonieren der Räume 9 und 10 mit Unterwasserbeton auf 200 t Überlast über den Auftrieb gebracht wird, bevor es mittels 4 Winden mit zwölfmal eingescherten Seilen abgelassen wird. Das Absetzen erfolgt auf einer erst kurz vorher eingebrachten 60 cm starken Kiesschicht in der 15 m unter Wasserspiegel liegenden Baggerrinne. Diese Rinne hat 12 m Sohlenbreite und Böschungen 1/2,5. Der Tunnel liegt in der Streckenmitte mit $\frac{1}{2}$ % Neigung und an beiden Enden mit 4 %. Diese Neigung ist durch schräge Fahrschienen an den Schiffsgefaßen fixiert (Abb. 4). Auf diesen Schienen läuft ein Windenpaar, das über die Grabensohle in der festgelegten Tiefe einen Schrapper hinwegzieht, der damit jeweils die genaue Neigung der Auflagerfläche kurz vor dem Absenken herstellt.

Gegenüber früheren Methoden bedeutet diese Arbeitsweise einen Fortschritt. Bisher wurde das Absenken meist mit Hilfe mehrerer Schwimmkräne vorgenommen, für das Betonieren eine Betonstation auf einem Prahm installiert — wobei Materialkräne längsseits lagen —, und schließlich waren noch Taucherschiffe nötig, um vor dem Absenken die Sohle des Grabens zu planieren. All diese Operationen sind hier auf den beiden großen Fahrschiffen vereinigt. Es ist klar, daß sich eine solche Geräteausrüstung bei der großen Länge des Tunnels lohnt.

Die einzelnen, mit etwa 4,50 m Zwischenraum verlegten Tunnelstöße werden an den lotrechten, durch Anschweißen von Spundwandklauen entsprechend vorbereiteten Kanten der Stirflächen durch halbkreisförmige Bleche mit Spundwandanschlüssen an den

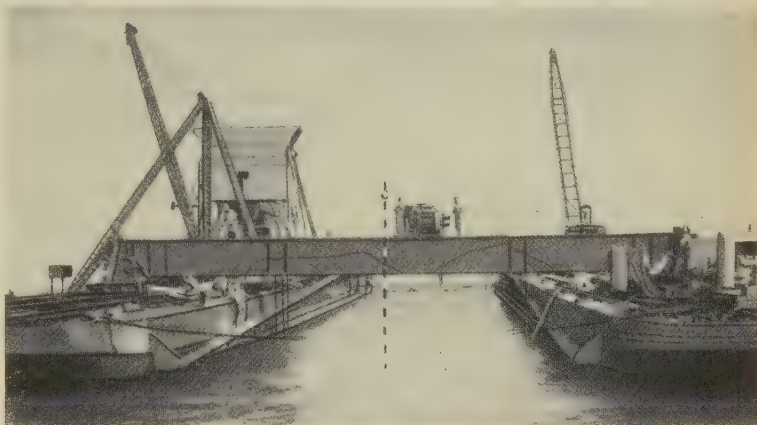


Abb. 5. Die gekoppelten Schiffsgefaße tragen sämtliche Geräte für den Arbeitsvorgang.

Seiten miteinander verbunden. Auf Abb. 3 sind diese Bleche im Vordergrund sichtbar. Die bei dieser Verbindung entstehenden Hohlräume werden nach Ausräumung mit Unterwasserbeton erst dann verfüllt, wenn eine größere Anzahl von Tunnelabschnitten verlegt ist und keine Bewegung der Tunnelabschnitte mehr zu befürchten ist. Damit sind dann die Muffenstöße des inneren Stahlrohres vollkommen dicht einbetoniert. Wenn alle Tunnelabschnitte verlegt sind, werden die Schottwände von innen entfernt und die verbliebene Lücke der inneren Stahlbetonaukleidung nachgeholt.

Der fertig verlegte Tunnel wird mit Füllmaterial überschüttet, wobei eine Mindestdeckung von 1,50 m innegehalten wird. Die Tunnelenden werden nach Eindeichung auf den vorhandenen Sandinseln freigelegt und die Verbindung mit den anschließenden Straßenabschnitten in offener Baugrube hergestellt. Das Bauobjekt beläuft sich auf rd. 19 Mio \$ und wurde nach öffentlichem Wettbewerb an den Mindestbietenden vergeben. [Nach Construction Methods and Equipment 37 (1955) Nr. 9].

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/Main-Nied.

Eine neue Spannbetonbrücke der französischen Staatsbahnen

Im Rhônetal führen auf beiden Ufern zweigleisige Eisenbahnstrecken von Lyon nach Tarascon—Marseille (auf dem linken Ufer) und Nîmes (auf dem rechten Ufer). Sie sind an fünf Stellen durch Querverbindungen über die Rhône gekuppelt. Diese wichtigen Stromübergänge sind alle im 2. Weltkrieg zerstört oder erheblich beschädigt worden. Nach dem Wiederaufbau der Rhônebrücken bei Tarascon (1947), bei Avignon (1948), zwischen Givors und Chasse (1950) und bei Peyraud (1951) wurde nun als letzte die über 300 m lange Brücke zwischen La Voulte und Livron in völlig neuer Form als Spannbeton-Rahmenkonstruktion am 4. Oktober 1955 wieder dem Verkehr übergeben. Das ursprüngliche, 1861 errichtete Bauwerk bestand aus 5 flachen gußeisernen Bögen von je 56 m Spannweite auf Mauerwerkspfählen. Die Erhöhung der Lastenzüge erforderte 1923 eine Verstärkung der Bögen, wobei diese teilweise einbetoniert wurden.

Im August 1944 wurden alle 5 Bögen und 2 Pfeiler durch Fliegerangriff zerstört. In den Jahren 1948 und 1949 waren die zerstörten Pfeiler bis über Niedrigwasser wiederhergestellt wor-

den: dann mußten die französischen Staatsbahnen aus finanziellen Gründen die Wiederaufbauarbeiten unterbrechen und konnten damit erst 1952 — nach Wiederaufbau der übrigen vier Rhônebrücken — beginnen.

Ursprünglich war geplant, 5 Überbauten mit je 2 Hauptträgern aus Stahlbeton-Zweigelenkbögen von 60 m Spannweite auszuführen. Die Stahlbetonplatte der eingeisigen Fahrbahn mit durchgeführtem Schotterbett sollte in halber Höhe der Bögen angehängt bzw. aufgeständert werden.

Die mit der Ausführung beauftragte Bauunternehmung Boussiron wollte das Wagnis der Erstellung von Lehrgerüsten für die Bögen im Rhônebett nicht eingehen und schlug 5 einzelne Zweigelenkrahmen von je 56 m Spannweite (Abb. 1) aus

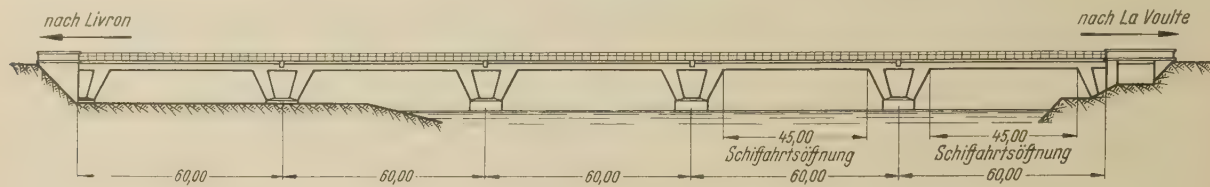


Abb. 1. Ansicht.

Stahlbeton unter Verzicht auf die Benutzung von Lehrgerüsten vor. Die S.N.C.F. als Bauherrschaft war mit diesem preislich gleichgünstigen Vorschlag einverstanden unter der Bedingung, daß der Beton vorgespannt würde, um Risse und damit schwierige Unterhaltungsarbeiten über dem Fluß zu vermeiden. Dabei wurde, wie es auch bei deutschen Eisenbahnbrücken geschieht, vollständige Vorspannung — ohne Zulassung von Zugspannungen im Beton — verlangt. Die Vorteile der gewählten Ausführung bestanden in der Milderung des Einflusses der dynamischen Belastung und in dem niedrigeren Angriffspunkt der Auflagerreaktionen an den Pfeilern, deren statische Verhältnisse damit verbessert wurden, sowie einem Bauvorgang, der auf Lehrgerüste verzichten konnte und weitgehend bewegliche Schalungen (Vorbauwagen) benutzte. Die Ausführung der Riegel als schlanke Hohlkastenträger ($h:l = 1:20$) mit oberliegender Fahrbahn und die in der Ansicht leicht zur Mitte der Öffnung geneigten Stiele mit konischem Querschnitt befriedigten auch in ästhetischer Hinsicht mehr als die seitlich der Fahrbahn liegenden und sie zur Hälfte übersteigenden Bögen.

Riegel und Stiele sind als dreizellige Hohlkästen ausgebildet (Abb. 2). Die Wandhöhe (Stärke) der Stiele steigt von 1,5 m

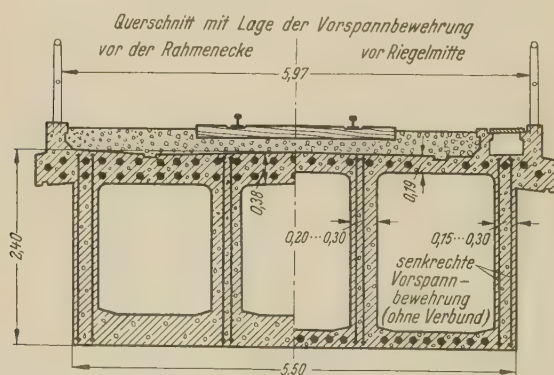


Abb. 2. Querschnitt mit Lage der Vorspannbewehrung.

am Auflagergelenk auf 3,50 m in der Rahmenecke; die Höhe der Riegel beträgt gleichbleibend 2,4 m. Die Überbrückungen zwischen den schrägen Stielen benachbarter Rahmen über den Pfeilern und an den Widerlagern bestehen aus schlaff bewehr-

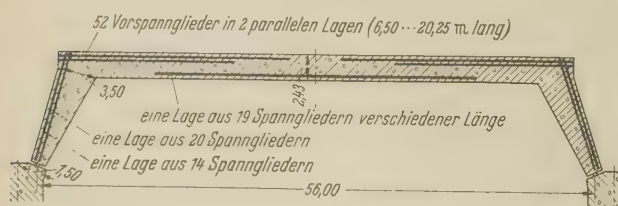


Abb. 3. Längsschnitt mit Lage der Vorspannbewehrung.

ten Platten von 19 cm Dicke und Spannweiten von 8,4 bzw. 4,5 m, die auf Konsolen der Stiele lagern. Die an einem Ufer gesondert unterführte Staatsstraße Nr. 86 wird mit einer 90 cm starken, schlaff bewehrten Platte von 11 m Spannweite überbrückt. Alle tragenden Teile wurden für den französischen Lastenzug vom Oktober 1944 mit Achslasten von 25 t berechnet.

Die 5,50 m breiten dreizelligen Hohlkästen der Stiele und Riegel sind längs vorgespannt. Die Spannglieder sind in 2 parallelen und geraden Lagen jeweils in den Platten der Zugseite verlegt und in ihrer Länge dem später noch zu schildernden Bauvorgang entsprechend abgestuft (Abb. 3). Sie sind für 80 t Zugkraft bemessen und bestehen aus 16 Drähten $\phi 8$ mm auf St. 125/140. 12 Drähte eines äußeren Kranzes legen sich un-

4 Drähte im Innern. Teilweise wurden auch Spannglieder mit einem 17. Draht $\phi 8$ mm als Seele mit 85 t Spannkraft eingebaut. Die Beanspruchung der Drähte liegt bei 100 kg/mm². Sie sinkt rechnerisch nach Kriechen und Schwinden auf 85 kg/mm² ab. Insgesamt sind 191 Spannglieder in jedem Rahmen untergebracht; außerdem sind noch leere Reservekanäle vorhanden.

An einem Ende sind die Spannglieder fest verankert. Der Spannkopf am freien Ende wurde aus dem BBRV-Spannkopf entwickelt. Der nachträgliche Verbund wurde durch Einpressen von Zementmörtel in die Spannkäule aus gewellten Blechhüllen hergestellt.

Während auf Quervorspannung sowohl der Fahrbahnplatte als auch der unteren abschließenden Platte verzichtet wurde, erhielten die äußeren und inneren Kastenwände eine senkrechte Quervorspannung durch einzelne Drähte $\phi 8$ mm, die vor dem Betonieren mit einer Bitumenumhüllung („Spramex“) versehen worden waren.

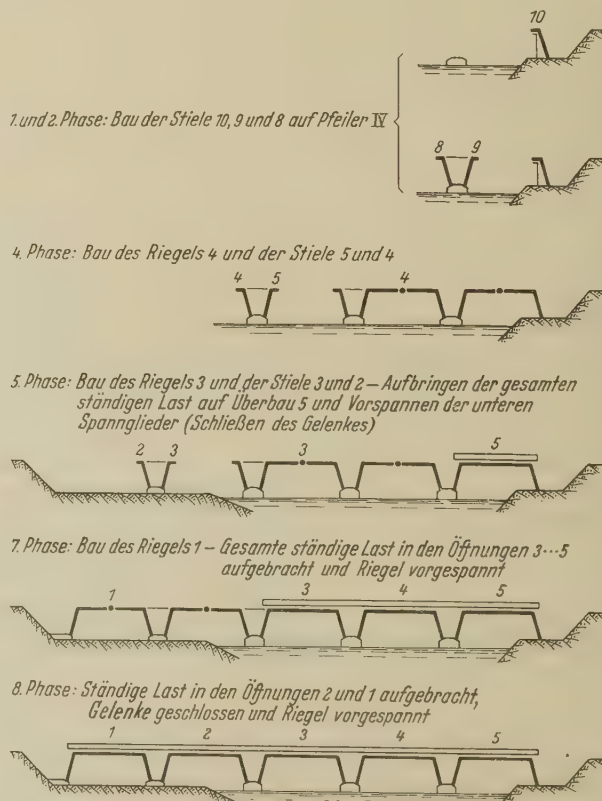


Abb. 4. Schematische Darstellung des Bauvorganges.



Abb. 5. Freivorbau in Spannbeton. Die Hilfsbrücke dient nur dem Materialtransport.



Abb. 6. Teilansicht des fertigen Bauwerks.

Zum Vorspannen wurden Pressen der Bauart BBR-Boussiron mit 100 t Zugkraft verwendet, die unmittelbar auf den Spannpf wirkten oder über besondere halbierte glockenförmige Gewindehülsen, die in den Hohlraum des Pressenschaftes saßen.

Die Vorspannung wurde in Stufen von 50 kg/cm² mit Kontrolle durch das Pressenmanometer aufgebracht; die Dehnung konnte unmittelbar abgelesen werden. Da die Pressen nur einen Hub von 45 mm hatten, mußten am Ende des Hubes helfsmäßig Keile zwischen Spannkopf und Ankerplatte eingeschoben werden, um die Presse neu ansetzen zu können. Für einige wenige Spannglieder wurde auch eine Schraubenpresse verwandt, bei der die aufgebrachte Vorspannkraft nach der Zahl der Umdrehungen aus Vergleichsmessungen bestimmt wurde. Der Bauvorgang beim Betonieren des Riegels erforderte Vorspannung in zwei Stufen, deren erste 50 kg/mm² (etwa 50 %) betrug und auf den 3 Tage alten Beton aufgebracht wurde. Soweit die Spannglieder nicht beim Bauvorgang benötigt wurden, wurden sie erst nach dem Aufbringen der vollen ständigen Last (Schotterbett usw.) unter Spannung gebracht.

Der interessante Bauvorgang, der dem Freivorbau in Spannbeton nach System „Dywidag“ ähnelt, begann am rechten Ufer und lief in 8 Abschnitten ab, mit dem Ziele eines möglichst geringen Aufwandes an Schalungen und Rüstungen (Abb. 4). Dabei wurden zunächst die Rahmenstiele hergestellt; es folgte unmittelbar darauf das Betonieren der Riegel und diesem das Aufbringen der vollen ständigen Last.

Die 10,00 m hohen Rahmenstiele wurden in Schichten von 2,20 m Höhe als Hohlkästen betoniert. Die Schalung der Seitenwände und der inneren Leibung war dabei in voller Höhe vorhanden; für den Rücken wurde eine 1,20 m hohe Gleitschalung verwendet.

Dem Transport der Baustoffe zur Herstellung der Rahmenstiele auf den Pfeilern im Flußbett diente ein Steg aus Bailey-Kriegsbrückengerät, der von Pfeiler zu Pfeiler vorgestreckt wurde. Mit dem Betonieren der Riegel wurde jeweils von beiden Rahmenecken her gleichmäßig zur Mitte fortschreitend begonnen (Abb. 5). Die einzelnen Abschnitte (Lamellen) waren 2,75 m lang.

Vor dem Betonieren einer neuen Lamelle wurde die vorhergehende Lamelle durch Einleitung der halben Vorspannkraft in der 52 oberen Spannglieder jedes Riegels von entsprechend abgestufter Länge vorgespannt. Der 3 Tage alte Beton mußte dabei eine Mindestdruckfestigkeit von 215 kg/cm² besitzen (B 450).

Die verschiebbaren Lamellenschalungen waren an dem Bailey-Steg aufgehängt und wanderten im Zuge des Baufortschrittes zur Mitte der Öffnung. Dabei wurde die Bailey-Brücke

von den Pfeilern her auf die schon fertigen Teile des Riegels gesetzt, um Überlastungen des Gerätes zu vermeiden.

Die Rückverankerung der beiden Stiele und auskragenden Riegelteile geschah durch Hilfsträger über den Pfeilern, die ebenfalls an der Bailey-Brücke hingen und auf den Kopf der Stiele aufgespannt waren.

Während die oberen Spannglieder vor dem Betonieren des Riegels fertig verlegt waren, wurden in der unteren Platte nur die Kanäle für die 19 geraden Spannglieder freigehalten und diese nachträglich eingebracht.

In der Mitte jedes Riegels wurde zunächst noch durch Einbau von Pressen in der Ebene der Fahrbahnplatte ein Gelenk hergestellt, um die negativen Momente in den Rahmenecken abzumindern. Das Schließen dieses Gelenkes und das restliche Vorspannen der oberen Spannglieder sowie das Einbringen und Spannen der unteren Lage geschah erst mit dem Aufbringen der vollen ständigen Last.

Insgesamt wurden 80 t Vorspannbewehrung, 220 t Rundstahl und 2600 m³ Beton B 450 eingebaut.

Die Probelastung durch Betriebslastenzüge von 20 t Achslast bei Geschwindigkeiten von 5 bis 60 km/h ergab Durchbiegungen der Riegel von 8–10 mm, die sich mit den für diese Belastung errechneten deckten. Eine Überprüfung nach der Probelastung ergab völlige Rissfreiheit und keinerlei sonstige Schäden. [Nach Revue Générale des Chemins de Fer 75 (1956), S. 10.]

A. Ohlemutz, Frankfurt/Main

Stahlrippenkuppel in Atlanta, USA

In Atlanta im Staat Georgia, USA, wurde eine Kuppel von 82,3 m Durchmesser und etwa 16 m Höhe, getragen von 32 elliptisch geformten Stahlrippen, kurzfristig aufgestellt. Die Kuppel überspannt die Basketballarena einer Schule.

Die elliptisch gebogenen, aus Stegblech und Flanschplatten geschweißten und mit Wulststahl ausgesteiften Rippen stützen sich 39,6 m weit oben gegen einen Kopfring von 3,05 m Durchmesser, unten auf Bolzengelenken. Diese liegen auf einer Ringmauer und haben Bolzen von 95 mm Durchmesser, die in zwei



Abb. 1. Aufstellung des ersten Rippenpaares.



Abb. 2. 12 Rippen aufgestellt.

verstärken [-Eisen auf einer Grundplatte lagern. Die Höhe der Rippen wächst von 0,914 m am Kopfring und Fußgelenk bis auf 1,372 m.

Bei der Aufstellung wurde zunächst ein Mast, mit dem Kopfring versehen, in der Achse der Kuppel aufgerichtet, nach allen Seiten mit Seilen verspannt (Abb. 1) und der Kopfring in die genaue Lage gebracht. Die 32 Rippen kamen in zwei Teilen an, wurden auf dem Boden zusammengeschweißt und paarweise mit dem fachwerkartigen Verband versehen. Ein fahrbarer Auslegerkran hob die etwa 20 t schwere Last, während ein zweiter fahrbarer Kran die genaue Lage zum Einführen der Rippen in die Gelenke und den Kopfring herstellte und die Verbände ergänzte. Um die Abspannseile der Mittelsäule nicht zu überlasten, wurde nach Aufstellen eines Rippenpaares zunächst das gegenüberliegende Paar aufgestellt (Abb. 2). Nun wurden die Stahlketten in 2,44 m Abstand an die Wulststäbe

angeschweißt und mit Bohlen 0,79-2,44 m groß aus Holzspanbeton abgedeckt. Darauf kam eine Metallabdeckung. Jede Stahlrippe war oben mit einer Holzleiste versehen (Abb. 2), mit der die Dacheindeckung vernagelt wurde.

Die Kuppel ist auf einen 2,13 m hohen gemauerten Ringwall aufgesetzt. Darüber liegt ein 0,76 m hoher Fensterstreifen. Die Arena wird durch 26 Paar Türen von einem ringsherum führenden gepflasterten Weg aus betreten. In der Mitte der Kuppel ist ein Ring von 11,58 m Durchmesser aufgesetzt, der Lüftung und Beleuchtung enthält.

Die Zuschauer sitzen auf Stahlbetongerüsten, die vom Spielplatz aus 7,32 m in die Höhe steigen. Auf einer Seite stehen 1452 Stühle. 7000 Zuschauer finden Platz auf Holzbänken. Auf dem Spielplatz selbst können zusätzlich noch etwa 1700 Sitzuntergebracht werden. [Nach Eng. News-Rec. 156 (1956) Nr. 1 vom 8. 3. 1956, S. 45.] Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt a. M.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Stahlbauprofile. VIII, 50 S., Gr. DIN A 5. Zürich: Verlag Verband Schweiz. Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen 1956.

„Die Halbfabrikate, welche die schweizerische Stahlbauindustrie verarbeitet, stammen aus den verschiedensten stahlproduzierenden Ländern.“ Die schweizerische Stahlbauindustrie ist deshalb auf besonders vielseitige Profilbücher angewiesen. Die vorliegende Zusammenstellung von Walzprofilen ist entsprechend vielseitig, sie enthält u. a. eine Reihe von Profilen, die bei uns weniger bekannt sind, I-Profile, Breitflanschträger und Rohre. Die Zusammenstellung wird auch den deutschen Fachleuten nützlich sein können.

F. Schleicher, Dortmund.

Winter, Dr.-Ing. H., o. Prof. auf der Techn. Hochschule Braunschweig: Bibliographie der Veröffentlichungen über den Leichtbau und seine Randgebiete im deutschen und ausländischen Schrifttum in den Jahren 1940 bis 1950. XI, 1003 S., Gr. 8°. Im Buchhandel durch den Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1955. Gzln. 80,— DM.

Den Ausgangspunkt dieser bibliographischen Arbeit haben zwar wohl die Fragestellungen des Flugzeugbaues gebildet. Eine große Zahl von Problemen sind jedoch dem Bauingenieurwesen und dem Flugzeugbau gemeinsam. Die vorliegende Bibliographie bringt deshalb zugleich auch einen großen Fortschritt für den wissenschaftlich arbeitenden wie für den praktischen Bauingenieur, als Hilfsmittel zur Gewinnung einer Übersicht über wenig bekannte oder selten gewordene Veröffentlichungen, besonders für die Jahre seit Beginn des 2. Weltkrieges.

Die großen Gruppen, in zahlreiche Untergruppen geteilt, heißen: Theorie und Grundlagen, Fertigung, Normung, Prüfen und Messen, Konstruktionslehre, Anwendungsgebiete für den Leichtbau, Gewichtsunterlagen. Die beiden Hauptkapitel erfassen Bücher (nach Verfassern geordnet) und Zeitschriftenaufsätze der Jahre 1940 bis 1955, letztere in den einzelnen Gruppen zeitlich gereiht. Zum Teil sind auch besonders wichtige Veröffentlichungen älteren Datums aufgenommen.

Es begegnet natürlich erheblichen Schwierigkeiten, schätzungsweise 18 000 Titel nach sachlichen Gesichtspunkten zu ordnen, da die Zuordnung der verschiedenen Arbeiten zu den einzelnen Stichworten keineswegs immer eindeutig ist. Vielleicht kann aber die Übersichtlichkeit des Buches in einer 2. Auflage noch verbessert werden, z. B. durch weitere Inhaltsübersichten und Seitenüberschriften. Auch ein Verfasserverzeichnis würde m. E. trotz der damit verbundenen merklichen Umfangsvermehrung sehr wünschenswert sein. Das Buch ist jedoch auch schon in der vorliegenden Gestalt aufschlußreich und deshalb den am Leichtbau interessierten Bauingenieuren sehr zu empfehlen.

F. Schleicher, Dortmund.

Schuler, M., Dr.-Ing., Prof. emer. Universität Göttingen, und Gebelein, H., Dr. phil. habil., Dozent, Bamberg: Fünfstellige Tabellen zu den elliptischen Funktionen. Dargestellt mittels des Jacobischen Parameters q . Mit einem englischen Text von Lauritz S. Larsen, B. S. X, 114 S., Gr. 8°, mit 11 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1955. Gzln. 29,60 DM.

Schuler, M., Dr.-Ing., Prof. emer. Universität Göttingen und Gebelein, H., Dr. phil. habil., Dozent, Bamberg: Achtstellige Tabellen zu den elliptischen Funktionen. Dargestellt mittels des Jacobischen Parameters q . Mit einem englischen Text von Lauritz S. Larsen, B. S. XXIV, 296 S., Gr. 4°, mit 11 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1955. Gzln. 58,— DM.

Die mathematische Bearbeitung der heutigen technischen Probleme führt immer häufiger auf höhere transzendente Funktionen. Das Arbeiten mit diesen Begriffen bietet keine allzu großen Schwierigkeiten, sobald hinreichend genaue Tabellen vorhanden sind. Der Ingenieur vermag dann mit diesen Funktionen auf Grund der bekannten Gesetzmäßigkeiten in entsprechend einfacher Weise wie mit der altvertrauten Logarithmentafel zu arbeiten.

Da zahlreiche technische Probleme auf die elliptischen Funktionen von Jacobi führen (vgl. dazu Schleicher: Taschenrechner für Bauingenieure, 2. Aufl., S. 38 u. 39), war es sehr störend, „daß alle vorhandenen Tafeln in keiner Weise den Ansprüchen des Praktikers genügten, weil sie sich sehr schlecht zur Ermittlung von Zwischenwerten durch Interpolation eignen“. Diesem Mangel wird durch die beiden angegebenen Werke abgeholfen.

In dem zweiten Buch sind zwei Funktionen G und H tabuliert, aus denen sich leicht die vier Thetafunktionen $\vartheta_1, \vartheta_2, \vartheta_3$ und ϑ_4 , sowie die Jacobischen Funktionen $sn u, cn u$ und $dn u$ berechnen lassen. Um eine gute Interpolation zu gewährleisten, sind weiter die Funktionen $lg (sn u / \sin x)$, $lg (cn u / \cos x)$ und $lg (dn u)$ angegeben, wobei die trigonometrischen und elliptischen Funktionen jeweils die gleiche Periode besitzen.

Das erste Buch enthält zunächst die Tabellen der drei zuletzt angegebenen Funktionen. Ferner sind zwei Funktionen $\bar{G}$ und $\bar{H}$ angegeben, welche mit den Funktionen G und H dem Zusammenhang $\bar{G} = 1 - q^2 G$ und $\bar{H} = 1 + q H$ stehen.

In den Einführungen der beiden Bücher sind die vorzunehmenden Berechnungen an Hand einer Reihe von Beispielen erläutert. Jeder Ingenieur, der mit elliptischen Funktionen zu tun hat, wird die Schulerschen Tabellen sicher mit großem Vorteil benutzen können.

Prof. Dr. W. Rosemann, Gronau.

Nylander, H.: Torsion, Bending and Lateral Buckling of I-Beams [Torsion, Biegung und seitliches Kippen von I-Balken] (= Kungl. Tekniska Högskolans Handlingar. Transactions of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Schweden, Nr. 102, Bulletin Nr. 22 from the Division of Building Statics and Structural Engineering). 140 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm, mit zahlr. Abb. Göteborg: Elanders Boktryckeri Aktiebolag 1956. Preis 14 Kr. geh.

Henrik Nylander, dem wir auf diesem Gebiete eine Reihe von wertvollen Veröffentlichungen verdanken, bringt hier neueartige theoretische Überlegungen mit Anwendungen beim Balken auf 2 Stützen sowie beim durchlaufenden Balken. Auf Balken mit anfänglicher Ausbiegung wird behandelt. Die Anwendung der Ergebnisse wird durch Kurventafeln erleichtert. Auf die vorliegende Monographie soll deshalb besonders hingewiesen werden.

F. Schleicher, Dortmund.

Livesley, R. K., M. A., Ph. D. und D. B. Chandler, Sc., Ph. D.: **Stability Functions for Structural Frameworks**. 33 S., Gr. 14 · 22 cm. Manchester University Press 1956. Preis 6 s net.

Bei der Stabilitätsuntersuchung von biegesteifen Stabwerken treten transzendente Funktionen mit dem Argument $\pi/2 \cdot \sqrt{P/P_E}$ auf. Die entsprechenden Funktionen

$$s = a(1 - 2a \cdot \operatorname{ctg} 2a) / (\operatorname{tg} a - a),$$

$$c = (2a - \sin 2a) / (\sin 2a - 2a \cos 2a)$$

und noch verschiedene andere sind von den Verfassern für positive und negative Argumente $\varrho = \sqrt{P/P_E}$ (entsprechend Druck- und zugbelasteten Stäben) tabelliert worden. Die Intervalle dürften für die meisten Zwecke der Praxis klein genug sein.

Die kleine Schrift, die auch eine kurze theoretische Einführung enthält, ist geeignet, bei den Stabilitätsuntersuchungen von biegesteifen Stabwerken viel Zeit einsparen zu helfen.

F. Schleicher, Dortmund.

Gebühren-Ordnung der Ingenieure (GOI) mit Anhang: Vertragsbestimmungen, veröffentlicht am 3. April 1956. Herausgegeben vom Ausschuß für die Gebühren-Ordnung der Ingenieure (AGO). 48 S., Gr. DIN A 5. Düsseldorf: Werner-Verlag GmbH. 1956. Kart. 2,40 DM. — Die alte Ausgabe vom 6. 4. 1937 mit Ergänzungen vom 27. 2. 1950 ist damit überholt.

DIN-Normen im Bauwesen. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß TDNA. (März 1956). 39 S., Gr. DIN A 5. Berlin-Köln-Frankfurt/M.: Beuth-Vertrieb GmbH., wodurch dieses Heftchen kostenlos bezogen werden kann.

aluminium + architektur. Herausgegeben und bearbeitet von der Aluminium-Zentrale e. V., Düsseldorf. 58 S., Gr. DIN A 4, mit 110 Abb. Düsseldorf: Aluminium-Verlag GmbH. 1956. Brosch. 7,— DM.

Pettersson, O., Dr. Docent: **Några stabilitets- och 2. ordningens påkänningsproblem vid balkar, ramar, bågar och plattor** (= Inst. f. Hallfasthetslära, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1955, Publ.Nr. 113; photomechanischer Schreibmaschinendruck). IV, 113 S., mit vielen Abb. und 20 S. Diagramme.

Verschiedenes

K. Imhoff 80 Jahre alt

Am 7. April feierte der weit über Deutschland hinaus bekannte Abwasserfachmann Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Karl Imhoff seinen 80. Geburtstag. Schon mit 30 Jahren kam I. als Leiter des Abwasseramtes zur Emschergenossenschaft. 1910 erstattete er ein Gutachten „Die Reinhaltung der Ruhr“, das die Grundlage für das Ruhrreinhaltungsgesetz und für die Gründung des Ruhrverbandes wurde, dessen Leitung I. von 1922 bis 1934 innehatte. Der von I. geschaffene Ruhrverband ist beispielgebend für ähnliche Genossenschaften in anderen Flußgebieten des In- und Auslandes geworden.

Auch nach seinem Ausscheiden als Geschäftsführer des Ruhrverbandes hat er noch vielfach in abwassertechnischen Fragen des In- und Auslandes beratend mitgewirkt. I. verdanken wir über 200 größere wissenschaftliche Veröffentlichungen. Besonders hervorzuheben ist sein „Taschenbuch der Stadtentwässerung“, dessen 16. Auflage — erste Auflage 1906 — Anfang 1956 erschien. Dieses Standardwerk wurde ins Englische, Polnische, Italienische, Französische, Spanische und Jugoslawische übersetzt. Der von ihm erfundene Emscher-Brunnen ist in der ganzen englisch sprechenden Welt als „Imhoff-tank“ bekannt.



Imhoff sind viele Ehrungen des In- und Auslandes zuteil geworden. Dreimal wurde ihm die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen. Die Abwassertechnische Vereinigung, deren Mitbegründer er ist, ernannte ihn zu ihrem ersten Ehrenmitglied und Ehrenvorsitzenden usw. Auch zahlreiche ausländische Fachorganisationen haben ihm ihre Ehrenmitgliedschaft verliehen.

Imhoffs Schaffen läßt sich kaum besser umreißen als mit der Widmung auf einer Plakette der „Federation of Sewage and Industrial Wastes Associations“:

„Dr.-Ing. Karl Imhoff zu seinem 80. Geburtstag am 7. April 1956 in dankbarer Würdigung seiner unschätzbaren Beiträge zur Förderung der Weltgesundheit durch die Sanierung der Gewässer und die Verbesserung der Abwasserbehandlung

überreicht von den Vereinigungen für städtisches und industrielles Abwasser.“

Dr. Imhoff, der in Essen lebt, erfreut sich bester Gesundheit und ist immer noch schriftstellerisch und beratend tätig.

Prof. Dr. jur. Wüsthoff 70 Jahre

Wüsthoff wurde am 23. Juli 1886 als Sohn des späteren Geheimen Regierungsrats Prof. Dr. Alexander Herzfeld in Berlin geboren.

Nach seiner Schulausbildung auf dem Bismarck-Gymnasium in Berlin-Wilmersdorf studierte er Rechtswissenschaft und erwarb den juristischen Doktorgrad. Nach Teilnahme am I. Weltkrieg als Batterieführer legte er 1918 das Examen als Gerichtsassessor ab, um sich dann als Rechtsanwalt und Notar in Berlin niederzulassen. Er spezialisierte sich auf wasserrechtliche und wasserwirtschaftliche Angelegenheiten. Im Laufe von mehreren Jahrzehnten hat er als Wasserrechtler bei fast allen schwierigen Wasserrechtsfragen erfolgreich mitgewirkt. Seine Erfahrungen und Kenntnisse fanden in zahlreichen Aufsätzen in der Fach- und Tagespresse und in vielen Vorträgen auf fachlichen Tagungen ihren Niederschlag. Berühmt ist sein „Handbuch des Deutschen Wasserrechts“ (Verlag E. Schmidt, Berlin-Bielefeld), das eine bis dahin nicht vorhandene Sammlung sämtlicher wasserrechtlicher Gesetze, Verordnungen und Erlasse in Deutschland enthält, die in mühevoller Arbeit zusammengetragen und kommentiert wurden.

Es nimmt nicht wunder, daß Wüsthoff als einer der wenigen Kenner des Wasserrechts, dem gleichzeitig alle praktischen und technischen Grundlagen der Wasserwirtschaft geläufig sind, schon seit Jahrzehnten in zahlreichen Fachorganisationen der Wasserwirtschaft und bei der geplanten neuen Gesetzgebung mitarbeitet. So gehört er seit über 20 Jahren dem Vorstand des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes (Sitz Berlin) und dem Vorstand der Vereinigung Deutscher Gewässerschutz seit ihrer Gründung an.

Neben dieser umfangreichen Tätigkeit übt im beginnenden 71. Lebensjahr W. nunmehr im neunten Jahr seine Lehrtätigkeit an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg aus.

Mögen dem Jubilar noch viele Jahre segensreicher Tätigkeit für die Wasserwirtschaft gegeben sein. H. Press, Berlin.

110 Jahre Akademischer Verein Hütte

Der vor allem durch die „Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch“ bekannte Akademische Verein Hütte e. V., Berlin, wurde am 16. Mai 1846 von Studierenden des damaligen Königl. Gewerbe-Instituts, der jetzigen Techn. Universität Berlin, gegründet. Er nahm bereits im ersten Jahrzehnt drei große Aufgaben in Angriff, die seinen Ruf begründet haben.

Als erstes wurden von bewährten technischen Anlagen brauchbare Zeichnungen herausgegeben. Diese waren damals schwer zu erhalten und fanden großen Anklang, bis die technischen Fachzeitschriften diese Aufgabe übernahmen.

Als zweites ist die Gründung des Vereins deutscher Ingenieure durch die „Hütte“ auf ihrem zehnten Stiftungsfest zu nennen. Zwar hat die „Hütte“ selbst die Zahl ihrer Mitglieder nur immer aus den Studenten der Techn. Hochschule Berlin ergänzt. Schon frühzeitig erkannte sie aber die Notwendigkeit

eines Zusammenschlusses aller deutschen Ingenieure und gründete daher bereits 1856 einen Verein, der sich über das ganze Deutschland erstreckte.

Die dritte Tat bestand in der 1856 erfolgten Schaffung der „Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch“, die (heute in 28. Auflage) seit ihrer Gründung ohne Unterbrechung im Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, erscheint und unentbehrlicher Helfer auf allen Gebieten der Technik ist. Dieses Taschenbuch und die übrigen, es ergänzenden Hüttenwerke stellen einen wesentlichen Beitrag für die Weiterentwicklung der deutschen Technik und ein Beispiel erfolgreicher technisch-wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit dar.

Mit der Feier ihres 110jährigen Bestehens verband die Hütte die Einweihung eines neu in Berlin erbauten „Hüttenhauses“. Dieses tritt an die Stelle des ersten, 1894 erbauten Hauses der Hütte, das mit der wertvollen Bibliothek dem letzten Weltkrieg zum Opfer fiel. Es enthält neben Arbeitsräumen der studierenden Mitglieder die Büros der Hauptschriftleitung der Hüttenwerke.

Karl Hilfer †

Der Präsident der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster, Karl Hilfer, ist am 28. März 1956 nach schwerem Leiden im 62. Lebensjahr heimgegangen.



Diese Nachricht löste in allen Fachkreisen, bei der Verwaltung, nicht minder aber in denen der Binnenschifffahrt und Wirtschaft aufrichtige Trauer aus. H. war ein hervorragender Fachmann, dem vor allem das bleibende Verdienst zukommt, sich in entscheidendem Maße für den Ausbau des ihm anvertrauten

Dortmund—Ems-Kanals zu einer leistungsfähigen Wasserstraße eingesetzt zu haben. Darüber hinaus aber war er ein Mensch, dem sein Beruf Herzenssache war, der den wasserbaulichen, verkehrlichen und wasserwirtschaftlichen Belangen in gleicher Weise Fürsorge zuteil werden ließ und dessen markante Persönlichkeit die aufgeschlossene Form der Zusammenarbeit der von ihm geleiteten Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster mit der praktischen Schifffahrt prägte. Er wurde deshalb auch in den Verwaltungsrat des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt berufen.

Nach dem ersten Weltkrieg, an dem Karl Hilfer als Leutnant der Reserve teilnahm, studierte er an der Techn. Hochschule Hannover und widmete sich nach Abschluß des Studiums dem Wasserstraßenbau. Seit 1922 hatte H. in den verschiedensten wasserbaulichen Aufgaben im Gebiet der westdeutschen Kanäle und in den östlichen Wasserstraßenbereichen Gelegenheit, sich ein umfassendes fachliches Wissen zu erarbeiten. Seine ganze Schaffenskraft galt dem Ausbau des westdeutschen Kanalsystems. Zum Direktor der Wasser- und Schifffahrtsdirektion wurde Karl Hilfer im Oktober 1946 berufen und am 1. März 1949 zu deren Präsidenten ernannt.

H. stellte seine reichen Erfahrungen und Kenntnisse auch außerhalb seiner eigentlichen Berufsarbeit in den Dienst der Sache. Wiederholt trat er mit Veröffentlichungen und Vorträgen, vor allem über das ihm besonders am Herzen liegende Problem der Anpassung der Wasserstraßen an die Bedürfnisse des modernen Verkehrs, hervor. Seine letzte größere Veröffentlichung war der Beitrag „Binnenverkehrswasserbau“ in der 2. Auflage von F. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1955.

H. Schmitz, Münster.

125 Jahre Staatsbauschule Holzminden

Am 21. Juli 1956 feiert die Staatsbauschule Holzminden ihr 125jähriges Bestehen. Hunderte von Bauingenieuren, Bau- meistern, Architekten und Bauunternehmern, die die Holzmindener Bauschule absolviert haben und heute in der Praxis ihren Mann stehen, bindet die alte Tradition an ihre Schule. Diese Verbundenheit hat der „Altherrenverband der Bauschule Holzminden“ zum Anlaß genommen, die Absolventen aller Jahrgänge in der Zeit vom 20. bis 23. Juli 1956 zu einer Wiedersehensfeier einzuladen.

Die Festschrift mit Beiträgen von Dozenten und Studierenden über die geschichtliche Entwicklung und die Einrichtungen der Anstalt, über den Unterrichtsbetrieb und einzelne Fachgebiete kann von Interessenten über die Staatsbauschule angefordert werden.

Berichtigung

zu dem Aufsatz Frank: **Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr.** Der Bauing. 31 (1956) S. 99.

Gl. (26) auf S. 99 muß richtig lauten wie folgt:

$$x_0 = \frac{h_0 \cdot h_m \cdot \sin \alpha \cdot x_u^2}{2 \cdot k_u^3} \pm \frac{x_u}{k_u} \cdot \sqrt{\frac{h_0^2 \cdot h_m^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot x_u^2}{4 \cdot k_u^4} - \frac{h_0^3}{2 k_u} - \frac{h_0 \cdot h_m \cdot \sin \alpha \cdot x_u}{k_u} + h_0 \cdot \left(\frac{k_u^2}{h_u} + \frac{h_u^2}{2 \cdot k_u} \right)}.$$

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Spannbeton mit HG-Spannbewehrung

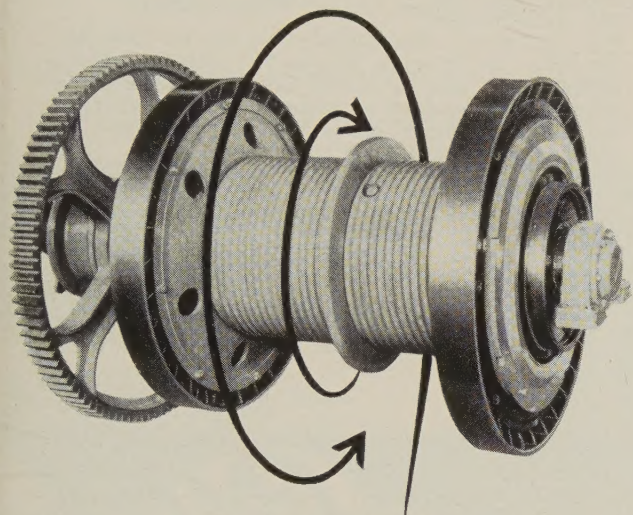
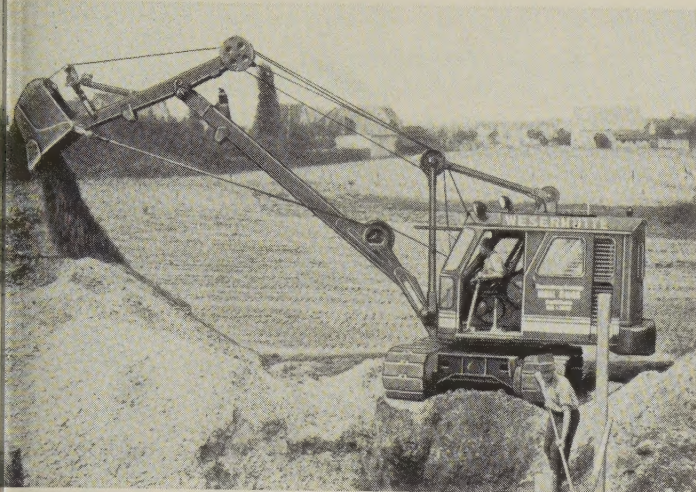
Spannbeton mit nachträglichem Verbund wird heute für die verschiedensten Baukonstruktionen in großem Umfang angewendet. Die technischen und wirtschaftlichen Vorteile dieser Bauweise sind unbestritten. Ein gewisser Nachteil bei der Herstellung von Spannbeton mit nachträglichem Verbund bestand bisher darin, daß fast alle zur Verfügung stehenden Spannbetonverfahren einen mehr oder weniger aufwendigen Zusammenbau der Spannglieder, Verankerungen usw. auf der Baustelle erforderten, der nur durch Spezialkräfte bewältigt werden konnte und mit gewissen Risiken verbunden war. Aus diesem Grunde gibt es noch eine ganze Anzahl guter und leistungsfähiger Bauformen, die bei der Herstellung von Bauwerken aus Spannbeton abseits stehen.

Mit der Entwicklung der HG-SPANNBEWEHRUNG ist ein universell verwendbares, allen Bauformen zur Verfügung stehendes Spannbetonverfahren mit nachträglichem Verbund geschaffen, bei dem der Zusammenbau der Spannglieder, Gleitkanalhüllen, Verankerungen

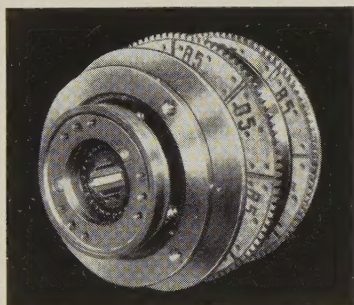
usw. in die Fabrik verlegt worden ist. Diese Arbeiten werden dort mit einer Zuverlässigkeit ausgeführt, wie sie auf der Baustelle kaum erreichbar sein dürfte. So bedarf die Anwendung dieses neuartigen Verfahrens keiner speziellen Erfahrung mit diesem System. Bei der HG-SPANNBEWEHRUNG werden nämlich die Spannglieder mit ihrer Verankerung und die den Gleitkanal bildenden Umhüllungsrohre nebst Zubehörteilen durch die Firma Seibert-Stinnes G. m. b. H., Mülheim-Ruhr, einbaufertig, zum Transport auf Ringe aufgerollt, auf die Baustelle geliefert, so daß dort nur noch der Einbau in die Schalung, das Spannen und Auspressen der Gleitkanäle mit Zementmörtel zu erfolgen hat. Dank der unempfindlichen Ausbildung aller Einzelteile und Geräte des Verfahrens sind diese Baustellenarbeiten ohne Schwierigkeiten schnell und leicht ausführbar.

Die HG-SPANNBEWEHRUNG ist durch zahlreiche statische und dynamische Versuche sorgfältig erprobt, sie hat sich in der Praxis vorzüglich bewährt und dürfte daher einer noch weiteren Verbreitung des Spannbetons dienen.

Seibert-Stinnes G. m. b. H., Mülheim-Ruhr



LINDEMANN



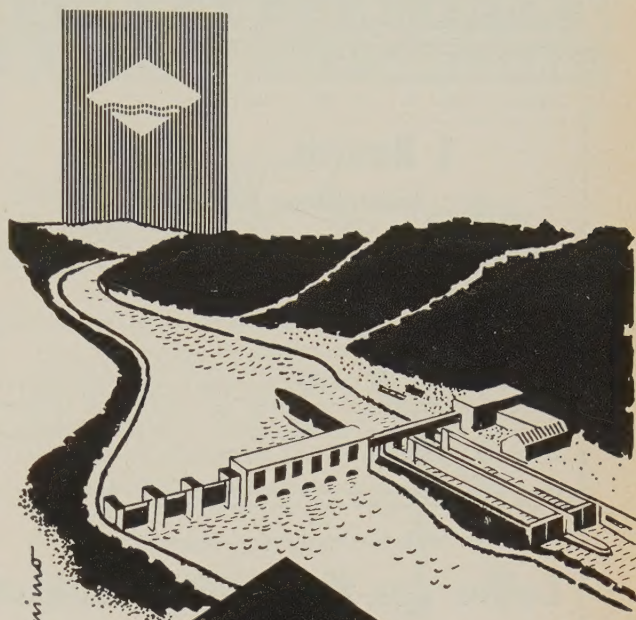
VORAUSS-
SETZUNGEN
FÜR HOHE
LEISTUNG:

Die große Hubtrommel

Ihre große Reißkraft, die schnellen und sicheren Hubbewegungen sowie die Schonung der Seile verdanken die WESERHÜTTE-Bagger der Abmessung und der modernen Anordnung der Hubtrommel. Großflächige Mehrscheiben-Kupplungen gestatten eine genaue und stoßfreie Arbeitsweise.

WESERHÜTTE

WESERHÜTTE OTTO WOLFF GMBH BAD OEYNHAUSEN



INERTOL

KORROSIONSSCHUTZ

an Objekten des Stahl-Wasser-
Baues an

SCHLEUSEN
WEHREN
SPUNDWÄNDEN
DRUCKROHRLEITUNGEN

erfordert große Erfahrung und be-
währtes Material.

Unsere, die neuesten Erkenntnisse
berücksichtigenden

SCHUTZANSTRICHE

auf der Basis von Steinkohlen-Teer-
pech, Bitumen und Chlorkautschuk,
erfüllen diese Forderung in glei-
cher Weise wie unsere langjährigen
Spezialerfahrungen bei der Bear-
beitung einschlägiger Aufgaben.

Lassen Sie uns mit Ihnen gemein-
sam Ihre Anstrichprobleme lösen.

Druckschriften stehen zu
Ihrer Verfügung.

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER

STELLENANGEBOTE

An der Staatlichen Ingenieurschule für Bauwesen Berlin ist folgende Stelle ab 1. 10. 1956 zu besetzen:

1 Baurat - A 202 -**Fachrichtung Brückenbau**

Anforderungen: Bewerber muß Dipl.-Ing. (Bau-Ing.) mit mehrjähriger Berufspraxis, besonders im Brückenbau, Grundbau- und Baubetrieb, sein.

Anstellung zunächst als Beamter auf Kündigung, nach 3-jähriger Bewährung Übernahme als Beamter auf Lebenszeit.

Bewerbungen sind mit ausführlichem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild zu KZ.-Nr. 64/1956 bis 14 Tage nach Veröffentlichung an den **Senator für Volksbildung — I B 1a** — Berlin-Charlottenburg, Messedamm 4—6, zu richten.

Bedeutende Bauunternehmung des Ruhrgebietes sucht

Leiter des Konstruktionsbüros

mit gründlichen statischen und konstruktiven Kenntnissen sowie Erfahrungen in der Ausführung schwieriger Ingenieurbauten. Es handelt sich um eine aussichtsreiche Stellung, mit der nach kurzer Bewährungsfrist Prokura verbunden ist.

Wohnung kann evtl. gestellt werden.

Herren mit Führungseigenschaften, die eine gleiche oder stellvertretende Position bereits innehatten, bitten wir, ihre Bewerbung mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Referenzen und Gehaltsansprüchen einzureichen unter „**Der Bauingenieur 158**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Kreishauptstadt mit 27 000 Einw. sucht zum sofortigen Einsatz

Tiefbautechniker (-Meister)

Aussicht auf Einstellung haben nur Bewerber unter 30 Jahren.

Voraussetzung: Praxis im Straßenbau, Beizugsberechnungen, Verwendung für zeichnerische Arbeiten und Baukontrolle.

Erforderlich sind begl. Zeugnisabschriften von Schulen und Firmen, Lichtbild, handgeschriebener Lebenslauf.

Bewerbungen sind zu richten an **Oberbürgermeister Villingen/Schw.**

Ingenieurbüro für Bauwesen — vorwiegend Industriebau — in Köln sucht

Mitarbeiter (TH oder HTL) als 1. Kraft,

der fähig ist, die Vertretung des Inhabers und die Leitung einer Außenstelle zu übernehmen. Baustellenpraxis erwünscht.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnissen und Lichtbild erwünscht unter „**Der Bauingenieur 166**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

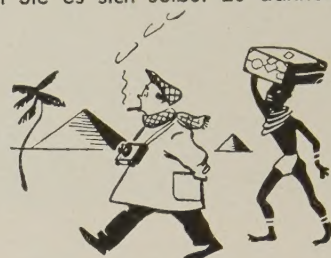
STELLENGESUCH**Diplom-Ingenieur**

31 J., verh., sicher in Konstruktion und Statik von Hoch- und Tiefbauten, Erfahrung in Wasserbau, Vermessung, Bauaufsicht, Industriebau, als 1. Statiker in Ing.-Büro tätig, sucht sich in ausbaufähige Stellung zu verändern.

Zuschriften erbeten unter „**Der Bauingenieur 164**“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Ein treuer Begleiter . . .

...kann der Retter in der Not sein. Gerade auf einer Auslandsreise kann es Situationen geben, in denen Sie sich allein nicht mehr helfen können. Das ist z. B. der Fall, wenn Sie jenseits der Grenzen einen Arzt, eine Apotheke, oder gar ein Krankenhaus in Anspruch nehmen müssen. Es braucht noch nicht einmal „schlimm“ zu sein — für Sie kann es eine teure Sache werden. Dann werden Sie es sich selbst zu danken wissen, wenn Sie einen Vertrag mit der „**Volkswohl**“ zum Begleiter gewählt haben. Nur diese Krankenversicherung führt einen **Spezial - Auslandsstarif**: Schon für einen Wochenbeitrag von 0,75 DM erstattet Ihnen die „**Volkswohl**“ Krankheitskosten bis zu 1500 DM. Die Höhe des Betrages können Sie natürlich beliebig vervielfachen, ebenso wie Sie die Dauer der Leistung Ihrem Auslandsaufenthalt anpassen können. Eine unverbindliche Anfrage kostet Sie nichts; die gern erteilte Auskunft kann Ihnen nur nützen:



Volkswohl
KRANKENVERSICHERUNG V. a. G.

DORTMUND · RUHRALLEE 92

Linde
DRUCKLUFT-WERKZEUGE

FÜR BAUARBEITEN



**AUFREISSHAMMER
SPATENHAMMER
STAMPFER
PRESSLUFTSCHLÄUCHE
UND ARMATUREN**

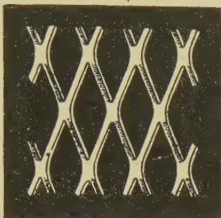
**GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN
AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNG MASCHINENFABRIK SORTH
SORTH/RHEIN**

Bautenschutz durch **PROLAPIN** dichtet Mörtel u. Beton **PROLAN** Betonverflüssiger **FLUATOL** Schalungsmittel **OSITEX** hellfarb. Schutzanstrich **ORKIT** schwarzer Schutzanstrich **LITHURIN** -ES dichtet Fassaden farblos

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG - WANDSBEK

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

LUGATO

für wasserdichten
Beton und Putz

TREPINI

Abbinde-
beschleuniger

OTRINOL

Bitumen-
schutzanstrich

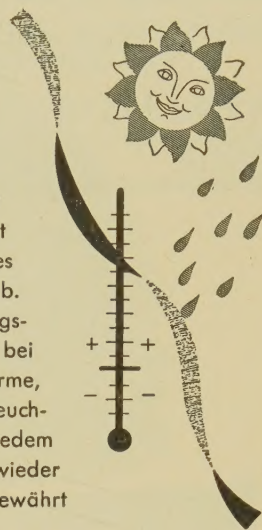
Büchtemann

Hamburg-Wandsbek • Helbingstraße 60/62

BEKANNT
FÜR ZUVERLÄSSIGKEIT

Sonne-Regen Hitze-Kälte

dürfen die Lackierer-Arbeit
nicht aufhalten. Viel hängt
dabei von der Wahl des
richtigen Abdeckbandes ab.
TESAKREPP 3 ist witterungs-
beständig, haftet auch bei
Kälte, erweicht nicht bei Wärme,
ist unempfindlich gegen Feuch-
tigkeit und läßt sich bei jedem
Wetter leicht und schnell wieder
abziehen. TESAKREPP 3 bewährt
sich das ganze Jahr.



Im Großhandel für Lacke und Werkstattbedarf



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

Ortolan
ENTSCHALUNGS-MITTEL

für
HOLZ
und
EISEN

ORGANA-BAUTENSCHUTZ GMBH, Bochum-Gerthe
GEBRÜDER MAYER Fabrik chem. Baustoffe, Eßlingen/N

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Mügelsheim / Baden
Fernsprecher: Rastatt 2177

CERESIT

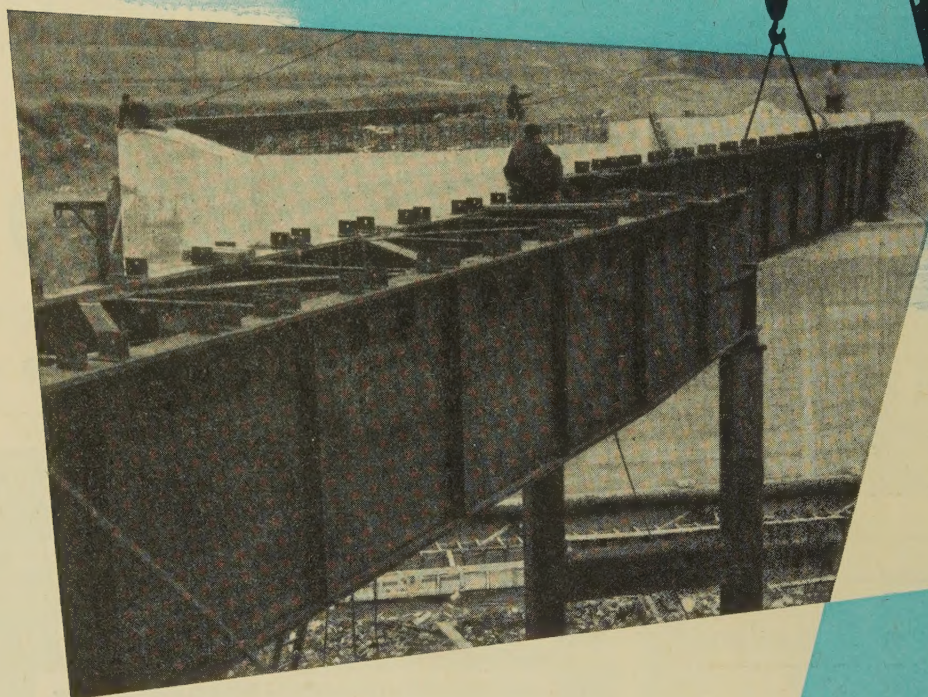


SPERRMÖRTEL

SPERRBETON

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA i. WESTF. • GEGEN FEUCHTIGKEIT UND WASSERSCHADEN IN BAUWERKEN ALLER ART

Stahlbrückenbau



KLÖCKNER-GEORGSMARIENWERKE AG

GEORGSMARIENHÜTTE